


Der
Stahlbau
1929

DER STAHLBAU

DIE BAUTECHNIK

2. Jahrgang

1929

BIBLIOTEKA KATEDRY
ŻELBETNICTWA POLITECHNIKI
GDAŃSKIEJ
Nr. inw. III/675.

Techn. Hochschule
zu Danzig.
Lehrstuhl für Statik
und Eisenbetonbau
Inv. No. I J 1

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn

III 0911

DER STAHLBAU

Beilage zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Schriftleitung:

Dr.-Ing. **A. Hertwig,** Geh. Regierungsrat
Professor an der Technischen Hochschule Berlin

2. Jahrgang

1929

BIBLIOTEKA KATEDRY
ŻELBETNICTWA POLITECHNIKI
GDAŃSKIEJ
Nr. Inw. III/675.

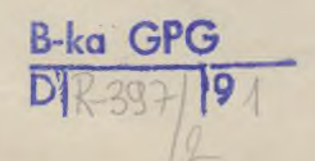
Mit 899 Textabbildungen



Techn. Hochschule
zu Danzig.
Lehrstuhl für Statik
und Eisenbetonbau
Inv. No. B 79

Berlin 1929
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn

Alle Rechte vorbehalten. — Nachdruck verboten.



Inhalts-Verzeichnis des 2. Jahrganges, 1929.

Sachverzeichnis.

Seite

Namenverzeichnis.

Buchdruckerei Gebr. Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang | BERLIN, 11. Januar 1929 | Heft 1

Stählerne Fernleitungen für Hüttenwerke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **H. Bock**, Essen.



Abb. 1.
Lageplan der Rohrleitung von 2000 mm ⌀.

In den letzten Jahren sind die Hüttenwerke ständig darauf bedacht gewesen, die Hochofengase, die bisher unbenutzt in die Luft entweichen mußten, mehr und mehr nutzbar zu machen.

Dieses Abfangen der Gase ist auch in hygienischer Beziehung zu begrüßen, weil sie die Luft verpesteten und dieser Übelstand infolge des Heranrückens der Wohngegenden an die Werke unliebsam bemerkbar wurde.

Durch die technische Vervollkommnung der Gasreinigung wurde die Ausnutzung dieser Gase ermöglicht. Das Hochofengas wird einer Gasreinigungsanlage zugeführt, gereinigt und von hier aus den Martin- und Thomasöfen und Tieföfen der Thomas- und Martinwerke usw. zugeleitet. Die Verwendungsstellen dieser Gase liegen aber oft weit von den Hochöfen entfernt und zur Überleitung sind daher Rohrleitungen von erheblichen Abmessungen erforderlich. Diese Rohrleitungen werden oberirdisch geführt.

Für die Linienführung der Leitung wird natürlich möglichst der kürzeste Weg gewählt, damit der nicht ganz zu vermeidende Gasverlust in geringen Grenzen gehalten bleibt. Dabei sind Überleitungen über Straßen, Werkswohnungen, Werks- und Gleisanlagen unvermeidlich. Daher müssen die Rohrleitungen zum Teil in größerer Höhe über Hüttensohle liegen.



Abb. 7a.



Abb. 7b.

Abb. 7a u. b. Aufnahmen der fertigen Strecke.

In solchen Fällen sind bei der Aufstellung Schwierigkeiten zu überwinden, weil bei Straßenkreuzungen Brücken ohne Störung des Verkehrs eingebaut werden müssen. Ferner sind Brückenzüge über Wohnhäuser und Werksanlagen hinweg mit größeren Spannweiten auszuführen, desgleichen ohne Störung des Betriebes über umfangreiche Gleisanlagen.

Ein Beispiel von dem Umfang einer derartigen Anlage zeigt eine auf einem rheinisch-westfälischen Hüttenwerk ausgeführte Rohrleitungsanlage, deren größerer Teil aus den Abb. 1 u. 2 hervorgeht, und die eine Gesamtlänge von etwa 1400 m hat. Die Rohrbrücken zur Überleitung über Straßen, Wohnhäuser und Gleisanlagen haben Stützweiten bis zu 35 m und ruhen auf festen Stützgerüsten von etwa 13 m Höhe (Abb. 3). Zwischen diesen Brücken ruht die Rohrleitung auf einfachen Stützen (Abb. 4). Die größte Stützenentfernung wurde zu 25 m gewählt, in welcher sich die Rohrleitung frei trägt.

Die Auflagerung der Rohre auf den Stützen und in den Brücken erfolgte mit Rücksicht auf die Ausdehnung der Rohre auf Rollen, deren Anordnung aus der Abb. 4a zu ersehen ist. Das Rohr ruht dabei auf drei Rollenpunkten und der Rohrmantel ist an diesen Auflagerstellen entsprechend verstärkt.

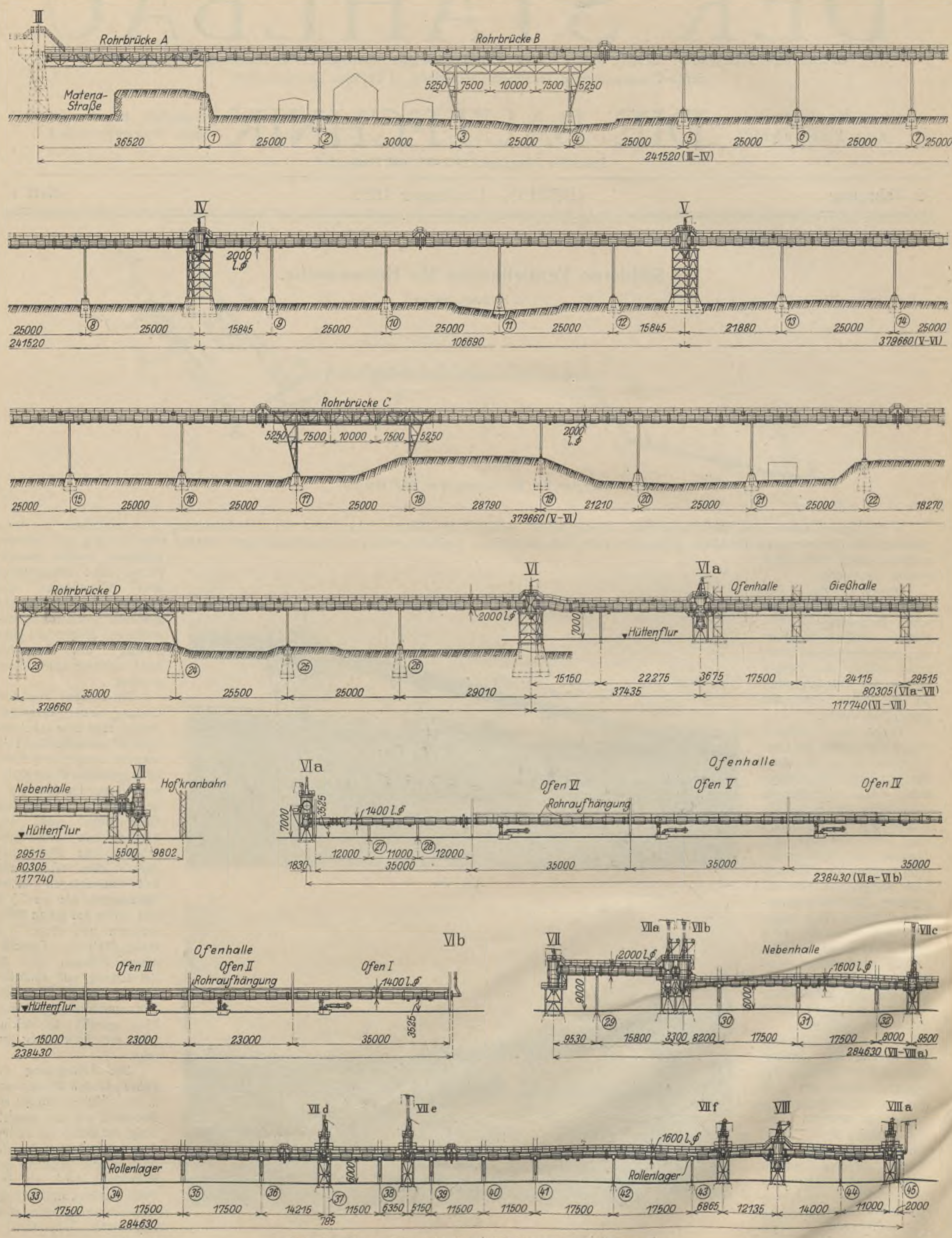


Abb. 2. Gesamtübersicht der Rohrleitung von 2000 mm ϕ.

In den Punkten IV, V, VI und VII macht die Rohrleitung einen Knick und an diesen Stellen sind zur Überführung der Leitung von der einen Geraden in die andere Übergangstöpfe von 2500 mm Durchm. angeordnet, die von räumlichen Stützgerüsten von quadratischer Form getragen werden. In diese Übergangstöpfe münden die Rohrstränge ein. In ihnen wird auch das mit der Zeit sich aus den Gasen absondernde Schmutzwasser gesammelt und an der unteren Spitze des Bodens abgelassen.

An den Abzweigungen nach den Verbrauchsstellen der Gase, wie z. B. bei VIII usw., sind Ventile angeordnet. Im Innern dieser Ventile kann ein von einer Winde in Führungen auf und ab bewegter schwerer gußeiserner Deckel die Zuleitung des Gases absperren, falls dieses erforderlich ist. Die Stützgerüste, welche die Übergangstöpfe und Ventile tragen, sind so stark konstruiert, daß sie außer den senkrechten Belastungen und den Windkräften auch die wagerechten Ausdehnungskräfte der Rohrleitung aufnehmen. Die Auflagerung der Rohrstränge auf besonderen Satteln der Stützgerüste zeigt Abb. 4b.

Um die Ausdehnung der Rohrleitung zwischen den festen Stützpunkten zu ermöglichen, sind Kompensatoren angeordnet (Abbild. 5).

Die Rohrleitung hat bis zu den Abzweigstellen (Punkt VII) 2000 mm Durchm. Die Abzweigleitungen zu den Verbrauchsstellen haben 1400 bezw. 1600 mm Durchm.

Abb. 3. Stütze 17 der Rohrbrücke *C*. Ansicht und Fuß.

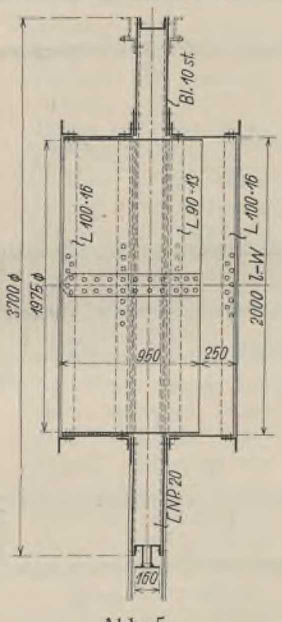


Abb. 5. Kompensator für 2000 mm Rohrleitung.

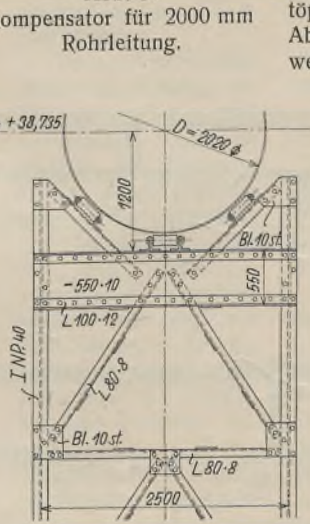


Abb. 4a. Auflagerung des Rohrs auf den Zwischenstützen.

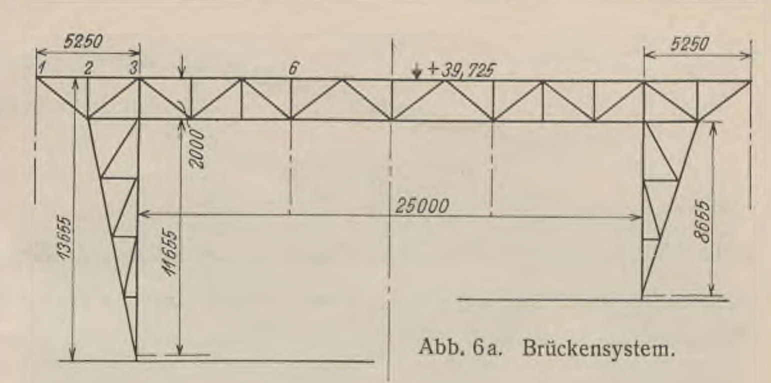


Abb. 6a. Brückensystem.

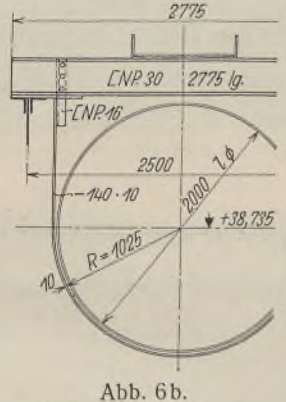


Abb. 6b. Aufhängung bei Punkt 1.

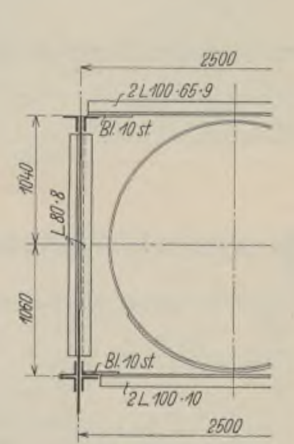


Abb. 6c. Aufhängung bei Punkt 2.

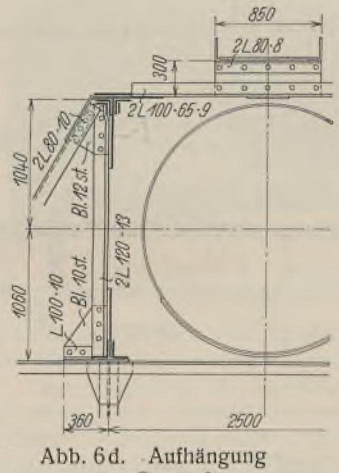


Abb. 6d. Aufhängung bei Punkt 3.

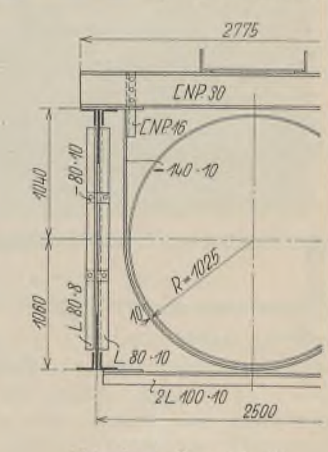


Abb. 6e. Querschnitt und Aufhängung bei Punkt 6.

Abb. 6a bis e. Rohraufhängung bei Brücke *B* in Station 3 und 4 (vergl. Abb. 2).

Die Blechstärke der Rohrmäntel beträgt 10 mm. Auf den Übergangstöpfen und Ventilen sowohl als auch auf der Rohrleitung selbst sind in Abständen von etwa 25 m Explosionsklappen aus Gußeisen angeordnet, welche sich bei etwa auftretenden Gasexplosionen selbsttätig öffnen, damit das Gas entweichen kann und ein weiteres Umsichgreifen der Explosion verhindert wird.

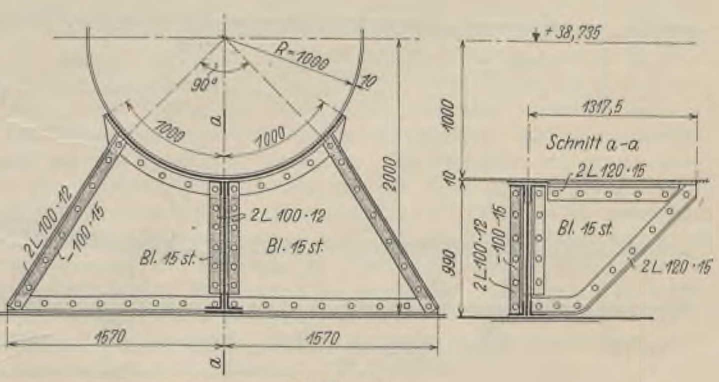


Abb. 4b. Rohrstuhl bei den Stützgerüsten IV, V u. VI.

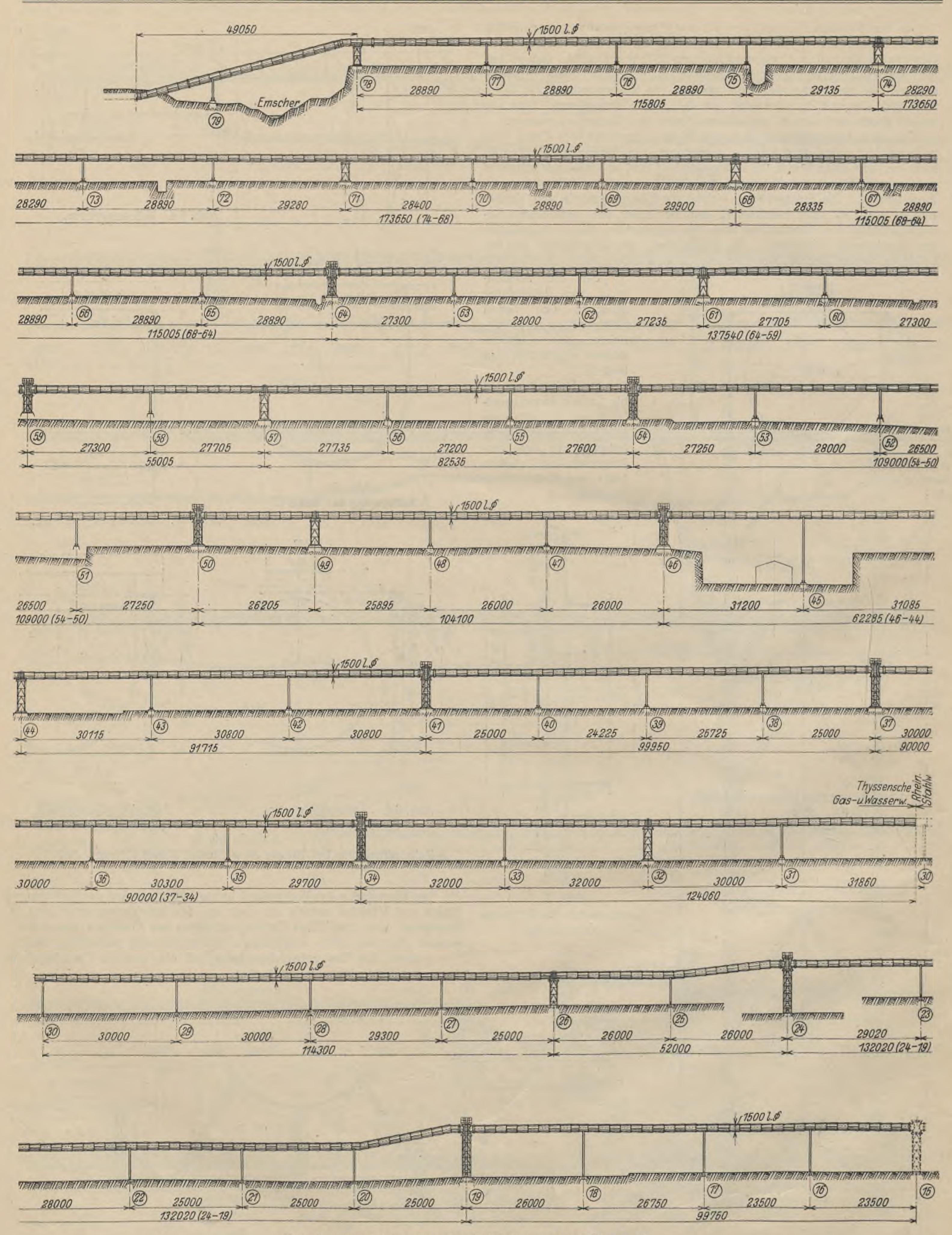


Abb. 9. Gesamtübersicht der Rohrleitung von 1500 mm ∅.



Abb. 8. Lageplan der Rohrleitung von 1500 mm ⌀.

Alle Stellen der Rohrleitung sind durch den auf ihr angebrachten Laufsteg zugänglich gemacht.

Die Herstellung der Rohrmäntel im Werk erfolgte in verschiedenen Längen bis zu 17 m, deren beide Enden mit kräftigen Winkeleisenflanschen versehen wurden, so daß auf der Baustelle nur die hochgezogenen Teile mittels Schrauben zu verbinden waren. Die Dichtung dieser Stellen erfolgte durch zwischen die Flanschen gelegte Gummiringe. Die Rohrleitung selbst ist innen und außen dicht gestemmt und wurde nach Fertigstellung auf Dichtigkeit geprüft, und zwar auf einen inneren Druck von 3000 mm Wassersäule.

Das Gewicht der Eisenkonstruktion und der Rohrleitung betrug etwa 2000 t. Die Herstellung und Montage erstreckte sich auf einen Zeitraum von etwa acht Monaten. Abb. 7a u. b zeigen Teile der fertiggestellten Anlage.

Eine weitere Rohrleitung wurde in diesem Sommer zur Ausführung gebracht, deren Grundriß aus Abb. 8 hervorgeht. Diese Rohrleitung ist rd. 1800 m lang und hat 1500 mm Durchm. Sie bildet einen Teil einer insgesamt etwa 3500 m langen Rohrleitung und dient zur Überleitung der in den Kokereien gewonnenen Gase zu den Öfen eines Hüttenwerkes (Abb. 9).

Die Stützenentfernungen sind hier größer gewählt, und zwar 30 m und darüber.

Bis zu 30 m Stützenentfernung beträgt die Blechstärke 8 mm und bei größerer Stützweite 10 mm. Im Gegensatz zu der zuerst beschriebenen Anlage sind hier die Rohrmäntel nicht mit einer Flanschenverbindung versehen, sondern sie sind auf der Baustelle in der ganzen Länge, mit Ausnahme der Stellen an den Ventilen, zusammengenietet. Wiederum sind in bestimmten Abständen Kompensatoren angeordnet, die aber bauseitig nach dem System Wagner, Crimmitschau, geliefert wurden und nur vom Hersteller der Rohrleitung mitzumontieren waren.

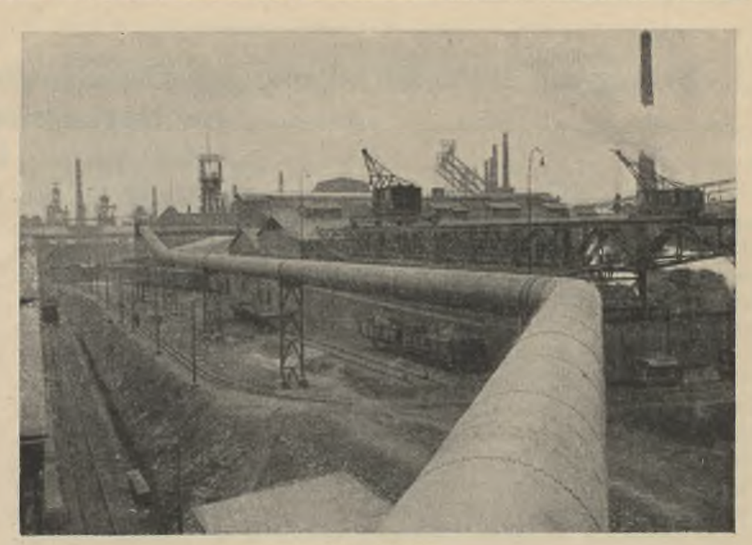


Abb. 10a.

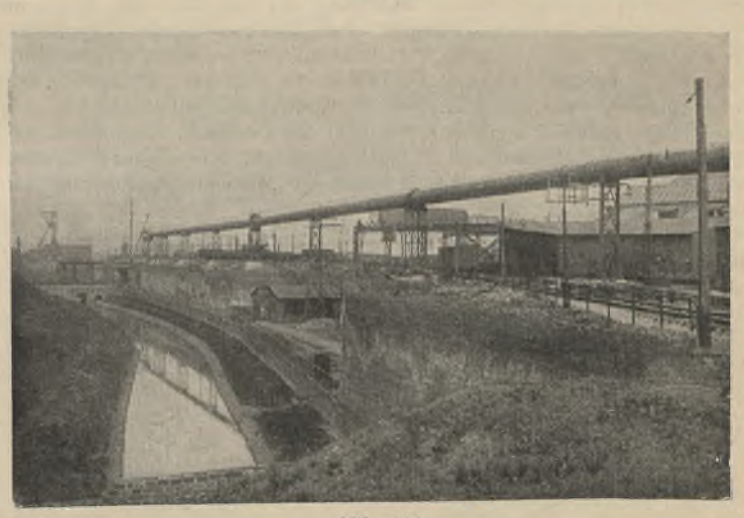


Abb. 10b.

Abb. 10a u. b. Aufnahmen der fertigen Strecke.

Die Vernietung der Rohrleitung in der ganzen Länge statt der Anwendung einer Flanschenverbindung hat den Vorteil, daß dabei eine größere Stützenentfernung angeordnet werden kann, da Flanschenverbindungen den Tragkörper unterbrechen und Unterstützung in unmittelbarer Nähe erfordern.

Explosionsklappen befinden sich nur an den Ventilen, weil die Explosionsgefahr bei Koksofengasen weniger groß ist.

Auch diese Leitung wurde einem inneren Druck von 3000 mm Wassersäule ausgesetzt, um die Dichtigkeit derselben zu prüfen. Zu diesem Zwecke wurden in Abständen von 500 bis 700 m Blindflanschen angebracht und das Innere mit Preßluft gefüllt, die Leitung blieb dann mehrere Stunden unter dem Druck von 0,3 at stehen, um etwaige undichte Stellen feststellen und nachstemmen zu können.

Das Gewicht dieser Rohrleitung mit Unterstützungskonstruktion beträgt rd. 900 t.

Dieses gegenüber der ersteren kürzeren Leitung verhältnismäßig niedrig erscheinende Gewicht erklärt sich daraus, daß bei der Leitung von 2000 mm Durchm. außer dem größeren Gewicht der Leitung je lfd. m eine größere Anzahl und höhere Stützen, sowie Brückenkonstruktionen, Laufstege, mehr Ventile und Explosionsklappen usw. vorhanden sind.

Die Anlage wurde in vier Monaten fertiggestellt, wovon zweieinhalb Monate auf die Aufstellung entfallen. Mit Rücksicht auf die teilweise schwierige Aufstellung der Rohrleitung ist diese Bauzeit als sehr kurz zu bezeichnen, denn wie aus den Abbildungen zu ersehen ist, waren hier besonders viele Gleiskreuzungen, zum Teil mit oberirdischer elektrischer Leitung, während des Betriebes zu überwinden. Auch sonst waren die Baustellenverhältnisse außerordentlich ungünstig. Abb. 10a u. 10b zeigen Teile der fertiggestellten Anlage.

Entwurf und Ausführung beider Anlagen erfolgte durch die Eisenbau Essen G. m. b. H., Essen.

Beitrag zur Berücksichtigung des Giebelanschlusses bei prismatisch gewölbten Netzwerken aus biegungsfesten Stabzügen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. **Heinrich Buchholz,** beratender Ingenieur in Leipzig.

Lamellendachkonstruktionen[1]) und in gewisser Auffassung auch Zollbaudachkonstruktionen[2]) sind prismatisch gewölbte Stabnetze, deren einzelne von Längswand zu Längswand führenden Stabzüge senkrecht zu den Netzflächen biegungsfest sind, und zwar so erheblich, daß die genannten Dachkonstruktionen in erster Annäherung als Zweigelenkbogen berechnet werden können. Nur biegungsfeste Netzwerke dieser letzteren Art sollen hier eingehender behandelt werden.

Der Einfluß des Giebelanschlusses bei solchen Dachkonstruktionen wurde bereits zu berücksichtigen versucht, so von Robert Otzen für die Zollbaudachkonstruktion auf experimentellem Wege. Die bisher angewandten Verfahren, von denen noch weiter kurz die Rede sein wird, stimmen jedenfalls darin überein, daß sie nur den günstigen Einfluß auf die Biegungsmomente des Zweigelenkbogens berücksichtigen. Bei der Aufstellung eines einfaches Berechnungsverfahrens für Lamellendachkonstruktion, vermißte Verfasser in den ihm bis dahin bekanntgewordenen Berechnungen insbesondere eine Beachtung der Tatsache, daß in den in Rede stehenden Dachkonstruktionen auch Tonnennetzwerke Föpplscher Art vorliegen: Deren kinematisch unverschiebliches Stabwerk ist dem ganz andersartig tragenden Zweigelenkgewölbe so wirksam überlagert, daß daraus eine Abwandlung des Zweigelenkgewölbe-Spannungsfeldes weit über die der Praxis wesensgemäße und in den Baubestimmungen berücksichtigte („Fehler"-)Schwelle hinaus zu erwarten ist, daß es ganz besonders nicht ohne weiteres zulässig ist, lediglich die Momentenverringerung zur Geltung kommen zu lassen.

Föppl berechnet die von ihm der Benennung und dem tragwerkstheoretischen Begriffe nach in die technisch-wissenschaftliche Literatur eingeführten „Tonnenflechtwerke" (Abb. 1) einfach durch Zerlegung der Lasten in die Ebenen der in den Lastknotenpunkten sich schneidenden, von Giebelwand zu Giebelwand führenden Fachwerkträger.[3]) (Abb. 2 u. 3). Diese Fachwerkträger mögen im folgenden nicht gerade in jeder Hinsicht befriedigend, aber kurz „Tragebenen" genannt werden. — Schon Föppl macht jedoch auf den großen Einfluß aufmerksam, den bereits die geringe, aus der üblichen Stabverbindung herrührende Biegungssteifigkeit der Stabzüge auf die Verteilung der Kräfte ausübt. An einem Modelle wurde auf experimentellem Wege die wirkliche Einsenkung des Firstlinienmittelpunktes bei Einwirkung einer Einzellast in diesem Punkte zu nur 17% derjenigen ermittelt, die im abstrakten Netzwerke der Föpplschen Berechnung auftreten müßte.[4]) Das Ergebnis ist keineswegs überraschend, wenn man sich, etwa an Abb. 1 bis 3, klarmacht, daß die meist vorliegende außerordentliche Kleinheit des Winkels zwischen den Neigungen benachbarter Tragebenen: einerseits große Einsenkungen des abstrakten Föpplschen Netzwerkes erklärt, anderseits aber selbst Stabzüge von nur geringer Biegungsfestigkeit, jedenfalls also das wirkliche Netzwerk, in den Stand setzt, nicht nur die der Last benachbarten, sondern auch weitere Tragebenen an der Lastaufnahme beträchtlich zu beteiligen. Das bedeutet vor allem auch, daß sich im wirklichen Föpplschen Netzwerke auch bei Einzellasten und einseitigen Belastungen die Spannungen der Tragebenengurte in hohem Maße gegenseitig aufheben und verteilen.

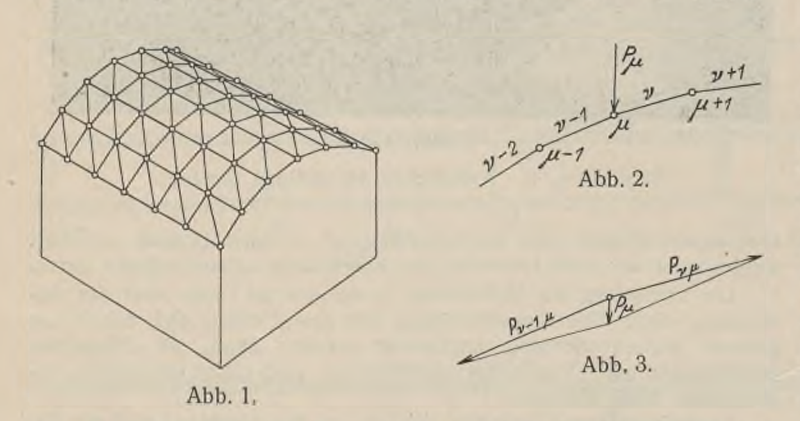


Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 3.

Auch bei anderen Autoren[5]) findet man, weder bei Tonnennetzwerken noch bei wesensähnlichen vielwändigen Turm- und Gerüstkonstruktionen, eine ausreichende Berücksichtigung dieser verteilenden Wirkung geringer Biegungssteifigkeiten; die auftretenden Biegungsspannungen könnnen aber hier keineswegs mehr in allen Fällen als Nebenspannungen behandelt werden, da sie, wie das von Föppl angestellte Experiment zeigt, gerade bei der wichtigen Einzel- oder einseitigen Belastung das Kräftefeld gegenüber dem der abstrakten Annahmen über das von der Praxis geforderte Genauigkeitsintervall hinaus umgestalten.

So wie nun bei Tonnennetzwerken meist eine Biegungssteifigkeit der vom Netze gegebenen Stabzüge vorliegt, eine Biegungssteifigkeit von hohem und günstigem Einflusse, so kann umgekehrt auch bei biegungsfesten Stabzügen, wie Rahmenbindern, Zweigelenkbogen und dergl., oft eine zusätzliche Netzwerksteifigkeit aus der Verbandsgemeinschaft der Binder mit den Pfetten und Dachverbänden festgestellt oder, etwa durch Hinzufügung einiger Dachverbandstäbe, herbeigeführt werden, eine zusätzliche Steifigkeit, die gleichfalls von großem und günstigem Einfluse ist. Die Berücksichtigung dieses Einflusses lohnt sich besonders bei hochgewölbten Rahmenbinder-Dachkonstruktionen zwischen massiven Giebelwänden; aber selbst bei Anordnung von Stahlfachwerk-Giebelwänden mit zusätzlicher Aussteifung auf Grund der noch immer üblichen, viel zu ungünstigen Berechnungsweise erzielte der Verfasser bisher schon 20% des Gewichtes der Rahmenbinder als gesamte Gewichtsersparnis.

Dennoch sehen die meisten Berechnungen von einer Berücksichtigung dieses Netzwerkeinflusses ganz ab, auch bei den eingangs genannten Spezialkonstruktionen, obwohl deren zusätzlicher Netzwerkcharakter unmittelbar sinnfällig ist. Bei der Nachprüfung von Berechnungen der Zollbau-Lamellendächer fand der Verfasser allerdings einmal einen Versuch in Gestalt der Einführung einer Einzellast-Überzähligen parallel dem Horizontalschube in der Mitte der starr angenommenen Dachhaut. Der berechnete Einfluß auf die Größe der Biegungsmomente wurde schließlich aber „zugunsten der Sicherheit" vernachlässigt. Der Ermittlung lag also nur das an sich beachtliche Bestreben zugrunde, der gefühlsmäßigen Wertung der offenbar vorhandenen zusätzlichen Abstützung des Zweigelenkgewölbes eine, wenn auch nur primitive, rechnerische Grundlage zu geben. Es liegt jedoch, worauf schon eingangs hingewiesen wurde, ein auf experimentellem Wege gewonnenes prinzipiell erheblich genaueres Berechnungsverfahren von Robert Otzen vor,[6]) das mindestens zur Querschnittsbemessung bei Zollbaudächern gut geeignet ist; es findet merkwürdigerweise aber kaum Anwendung, so einfach es auch einen großen Teil des Einflusses der Giebelauflagerung zu berücksichtigen gestattet. Immerhin ist jedoch eben auch an diesem Berechnungsverfahren in einigen Anwendungsfällen auszusetzen, daß es die Vorteile des Giebelanschlusses in Gestalt der Momentenverringerung entgegennimmt, ohne die Umgestaltung des Spannungsfeldes auch auf nachteilige Wirkungen, die in einer sehr beträchtlichen Erhöhung der Zentralkräfte bestehen, zu prüfen.

Zur Rechtfertigung dieser Nichtberücksichtigung der Netzwirkung auf rechnerischem Wege wird in der Regel die formal vorhandene hochgradige statische Unbestimmtheit dieser Tragwerke geltend gemacht. Es ist aber doch zu erwarten, daß schon allein so wie bei den praktisch unendlichfach statisch (und metrisch!) unbestimmten Atom- bezw. Molekülgittern der Vollwandtragwerke auch bei den homogen-vielgliedrigen und regelmäßig begrenzten Netzwerken eine den Bedürfnissen der Praxis genügende, die statisch überzähligen Größen weitgehend summarisch ermittelnde Berechnungsweise einführbar sein muß.

Es soll hier am Beispiele tonnenförmiger Lamellennetzwerke vom Charakter Föpplscher, jedoch von biegungsfesten Stabzügen gebildeter „Tonnenflechtwerke", (vergl. Abb. 4), wie sie von Lamellendächern und gewissen Modifikationen des Zollbaudaches realisiert werden, ein Weg gezeigt werden, auf dem in den Regelfällen eine derartige rein rechnerische Erfassung des Netzwerkeinflusses möglich ist, deren Durchführung also auch dem Statiker der Praxis noch zugemutet werden darf, und deren Genauigkeit, wie sich weiter ergeben wird, durch eine rasch gegen den wirklichen Spannungszustand hin konvergierende Folge von Approximations-Ergebnissen auch praktisch fast beliebig gesteigert werden kann. Obwohl die Entwicklung eines Berechnungs-

[1]) Vergl. „Der Bauingenieur" 1928, Heft 1, S. 15 und Abb. 4 dieser Ausführungen.

[2]) Vergl. „Der Industriebau" 1923, Heft VIII/IX.

[3]) August Föppl, Vorlesungen über Technische Mechanik II (VII. Aufl., Berlin 1926, S. 268 u. 269).

[4]) a. a. O., S. 268 unten.

[5]) Vergl. z. B. L. Andrée, Die Statik des Eisenbaues, München 1917, S. 335 ff. u. S. 427 (desgl. in der 2. Auflage, 1922).

[6]) „Der Industriebau" 1923, Heft VIII/IX, XIV. Jahrg., S. 96.

verfahrens nur für die oben näher gekennzeichneten Tonnennetzwerke erfolgt, so wird doch erkennbar werden, daß der eingeschlagene Weg auch bei der Berechnung anderer biegungsfester Netzwerke gangbar ist, so etwa bei der Berechnung der Zollbaudächer gewöhnlicher Bauart, besonders solcher mit zuverlässig gurtartig wirkungsfähiger Verschalung, und bei Betonschalen mit entsprechender Kreuzbewehrung.

Das übliche Berechnungsverfahren für gewölbte Netzwerke der hier in Rede stehenden Art (vergl. Abb. 4) sieht also von einer Berücksichtigung des Giebelanschlusses ab, und es trifft den dafür auftretenden Spannungszustand genau genug durch Auffassung des Tragwerks als unendlich breiten parallel zur Gewölbeachse stets gleichmäßig belasteten Zweigelenkbogen. Zur Erkennung des Einflusses des Giebelanschlusses sind also die Momente und Spannkräfte aus dieser Berechnungsweise denen gegenüberzustellen, die sich bei Berücksichtigung des Giebelanschlusses ergeben.

Zweckmäßig ist also das zweigelenkige Netzgewölbe ohne Giebelanschluß als — statisch unbestimmtes — Hauptsystem des Gesamttragwerks aufzufassen. Um auch dieses endlich breite Netzgewölbe noch in der bekannten Weise als Zweigelenkbogen, also als nur zweidimensionale Aufgabe behandeln zu dürfen, hat man sich nur die zug- und biegungsfeste Verbindung einander parallel der Tonnenachse gegenüberliegender Endknoten vorzustellen; das darf man, da, wenn eine solche Verbindung nicht schon durch die Pfetten- (bezw. Gurt-) stränge voll realisiert wird, dies später sicher durch den Anschluß an die Giebelwände geschieht.

Da dieser Stützungsfall bei an den Giebeln offenen Hallen auch wirklich vorkommt, so werde er besonders bezeichnet, und zwar als

Stützungsfall A.

In bekannter Weise ergeben sich dafür als Wirkung der Knotenlasten P, in der Regel genau genug unter Vernachlässigung aller nicht aus Biegungsmomenten herrührenden Formänderungen, der Horizontalschub H_o, die Biegungsmomente M_o und die Kräfte in der Bogenachse D_o. Die Scherkräfte S_o sind bei den Regelkonstruktionen belanglos.

Als überzählige Größen werden nun die Gesamtwiderstände $\Sigma X_1, \; \Sigma X_2, \; \ldots, \; \Sigma X_n$ eingeführt, welche von den Tragebenen 1, 2, ..., n (vergl. Abb. 4) auf das Netzgewölbe ausgeübt werden, sobald die Abstützung der Tragebenen an den Giebelwänden wiederhergestellt wird,

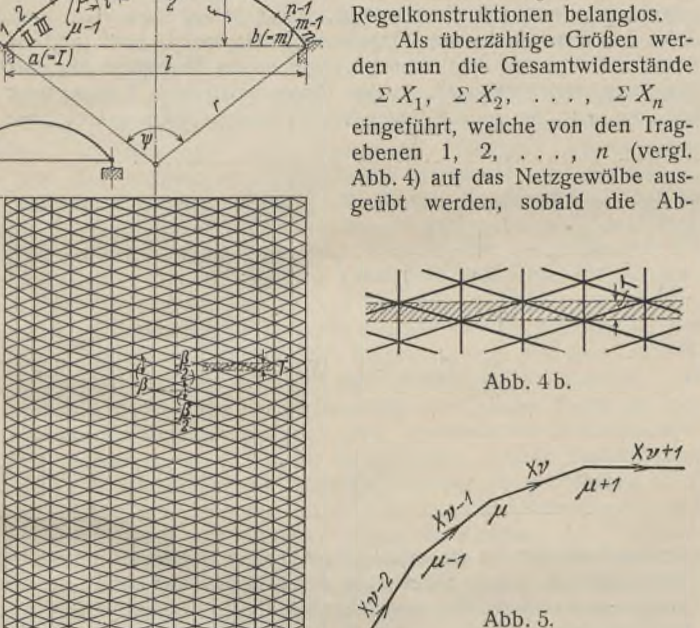

Abb. 4a.

Abb. 4b.

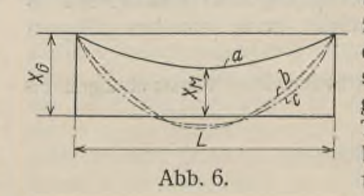
Abb. 5.

Stützungsfall B,

und die Formänderung des Hauptsystems eine Verschiebung der Tragebenen anstrebt. Dabei braucht nur der Widerstand in der Tragebene berücksichtigt zu werden (Abb. 5), da die senkrechte Komponente des Tragebenenwiderstandes schon in geringer Entfernung von den Giebelwänden unbeträchtlich ist infolge der in der Regel relativ geringen Plattensteifigkeit der Tragebenen. Von den Widerständen der Tragebenen werden für die Elastizitätsrechnung ferner nur die berücksichtigt, welche die Tonnenachse senkrecht kreuzen: Das ist zulässig, weil die Formänderung des Tragwerks parallel zur Gewölbeachse bezw. Dachachse durch die als Zuganker dienenden Pfettenstränge bezw. Tragebenengurte, durch die Dachhaut und durch die Giebelwände auf eine solche Größe beschränkt wird, daß der Einfluß dieser Formänderung auf die Berechnung, der Größenordnung nach, dem in der Regel vernachlässigten Einflusse der Achsenkräfte des Bogens gleich ist, was eine kinematische Betrachtung des zugankerlosen Rhombennetzes leicht erkennen läßt.

Die Tragebenenwiderstände ΣX_ν können mithin als Summen von Einzelwiderständen X aufgefaßt werden, welche die Dachachse senkrecht kreuzen, und die je auf einen Lamellenstreifen senkrecht zur Dachachse von der Breite $T = \frac{L}{N}$ (vergl. Abb. 4b) wirken. Die Einzelwiderstände in den Endstreifen seien X_G, die kleineren in der Mitte X_M. Im einzelnen möge hier nur der Fall behandelt werden, daß die über die End-Lamellenknoten hinausragenden Pfettenenden praktisch als in der Richtung ihrer Haupterstreckung frei beweglich gelagert angesehen werden können, also z. B. bei Anschluß der Pfettenenden an Giebelwände aus gewöhnlichem Eisenfachwerk.

Dann muß die Kurve der auf der Längserstreckung jeder Tragebene aufgetragenen Tragebenenwiderstände X (Abb. 6) gegen ihre Basis hin in den in Frage kommenden Belastungsfällen und bei homogenem Netzwerke durchgehend konvex sein, und zwar stellt sich fast stets heraus, daß die Begrenzung der Widerstandsflächen der Tragebenen durch eine Parabel genauer beschrieben wird, als es von den praktischen Bedürfnissen verlangt wird, so daß also in der Regel die mögliche, rasch konvergierende Verschärfung der Approximation nicht erforderlich wird. Vergleiche die weiteren Ausführungen hierzu bei Behandlung des Beispiels.


Abb. 6.

Damit ist ein Weg gewiesen, die Zahl der durch Elastizitätsgleichungen zu ermittelnden Überzähligen auf die Zahl n der Tragebenen zu beschränken. Für eine praktische Berechnung ist aber in den meist vorliegenden Fällen einzelner billiger kleinerer Dachkonstruktionen auch die zur Berechnung dieser n Überzähligen aufzuwendende Rechenleistung noch immer viel zu groß, zumal n bei Lamellendächern mindestens gleich 8 zu sein pflegt, ja selbst bei Tonnendächern aus Rahmenbindern mit Pfetten und Verband noch mindestens gleich 3. Im letzteren Falle kann allerdings die Zahl der Überzähligen auf eins herabgedrückt werden, wenn in den beiden Randebenen auf durchgehenden Verband verzichtet wird.

Um auch in allen anderen Fällen die Zahl der durch Elastizitätsgleichungen zu ermittelnden Überzähligen auf eins zu verringern, ist notwendig eine weitere heuristische Annahme zu machen, und zwar über die Formänderung des Gesamttragwerks. Es hat sich bewährt, die Formänderung für Eigengewicht und volle Schneelast für die erste, meist ausreichende Approximation gleich Null zu setzen, den Verlauf der senkrechten Punktverschiebungen dagegen für einseitige Schneelast und für Wind sowohl als auch für die Tragebenen-Widerstände $\sum_1^n X$ für jeden Lamellenstreifen durch eine Sinuslinie zu beschreiben, deren Basis eine sich mit dem ausgestreckt gedachten Bogen deckende Periode umfaßt (Abb. 7) und deren Maximalordinate in stetigem Verlaufe nach den Giebelenden hin gegen Null konvergiert. Die sich mit dieser Annahme nach Durchführung ihrer hierunter noch zu erörternden Anwendung ergebende Linie der von den maßgebenden Belastungen bewirkten vertikalen Punktverschiebungen dient dann nötigenfalls zur verbesserten Ermittlung der Überzähligen und zur Bestimmung der zugehörigen Verschiebungslinie von weiter erhöhter Genauigkeit. Die Ergebnisse dieses Verfahrens konvergieren offenbar sehr schnell gegen den wirklichen Spannungszustand hin: Da jede der genannten Belastungen angesehen werden kann als die Überlagerung einer symmetrischen Belastung des Bogens von geringfügiger Verschiebungswirkung mit einer entgegengesetzt symmetrischen von relativ großer Verschiebungswirkung, so kommt für die erste Approximation als Linie der senkrechten Punktverschiebungen nur eine entgegengesetzt symmetrische Wellenlinie in Betracht. Solche Wellenlinien können aber für praktische Zwecke in den meisten Fällen genau genug durch eine Sinuslinie ersetzt werden. Tatsächlich wird es für die Zwecke der Praxis kaum je nötig sein, die Korrektionsrechnung auch nur bis zur zweitmaligen Bestimmung der Überzähligen zahlengenau durchzuführen,

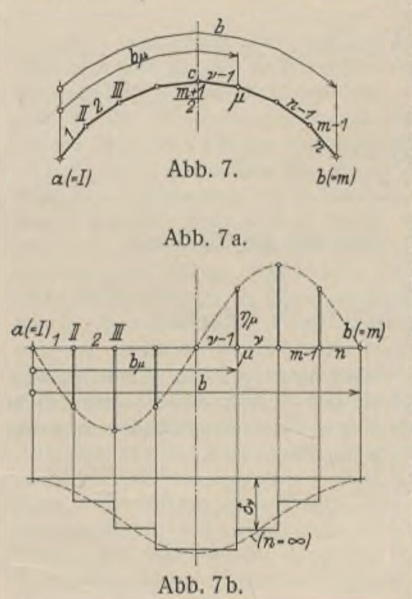

Abb. 7.

Abb. 7a.

Abb. 7b.

denn selbst die aus erheblich voneinander abweichenden Wellenlinien bestimmte Kräfteverteilung hat sich als praktisch außerordentlich genau konstant erwiesen. Darüber hinaus kann in Sonderfällen, was leicht erkennbar ist, die Approximation in rascher Konvergenz beliebig genau gestaltet werden, jedenfalls viel genauer, als es der praktischen Realisierung der in statischen Berechnungen behandelten abstrakten Systeme entspricht.

Man kann an Stelle der Ordinaten der Sinuslinie ohne erhebliche Mehrmühe auch die senkrechten Ordinaten der Verschiebungslinie des Zweigelenkbogens aus Wind und einseitiger Schneelast benutzen, was bei relativ kleinen X_M von vornherein etwas genauer ist. Erleichtert wird dieses Verfahren dadurch, daß die Verschiebungslinie für Schnee und gleichzeitig wirkenden Wind in den Regelfällen, aber unabhängig vom Wölbungsgrade f/l (Abb. 4) fast genau entgegengesetzt symmetrisch ist (für die einzelnen Belastungen dagegen nicht, wovon man sich gelegentlich leicht überzeugen kann).

Die Ordinaten η_μ der Linie der vertikalen Punktverschiebungen ergeben sich also, wenn

$$\sum_1^n t = b \quad \text{und} \quad \sum_1^\nu t = b_\nu$$

(vergl. Abb. 7), aus der Gleichung

$$\eta_\mu = \varkappa \sin 2\pi \frac{b_\nu}{b},$$

worin $\varkappa$ zunächst nicht interessiert, also einstweilen ohne Zahlenwert weiterverwendet bezw. bei zeichnerischer Darstellung der Vertikalverschiebungen η durch den Maßstab $1:\varkappa$ eliminiert wird. Aus diesen senkrechten Verschiebungen η_μ ergeben sich nun gemäß Abb. 8 die Verschiebungen der Tragebenen, nämlich $\varkappa\,\delta$, wenn die δ einfache Proportionalzahlen für $\varkappa = 1$ sind, zeichnerisch nach Abb. 9 oder rechnerisch zu

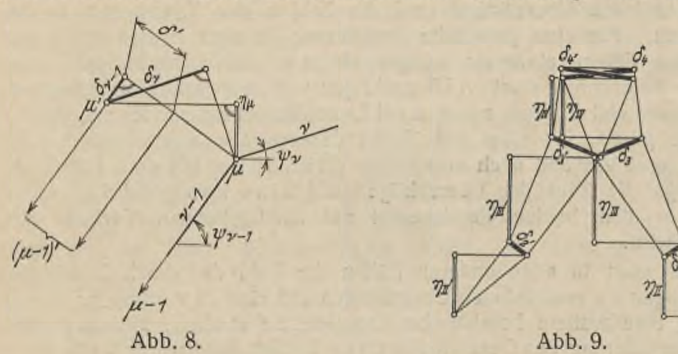


Abb. 8. Abb. 9.

$$\varkappa\,\delta_\nu = \frac{\eta_\mu \sin \Delta\psi + \varkappa\,\delta_{\nu-1} \cos \psi_\nu}{\cos \psi_{\nu-1}},$$

worin

$$\Delta\psi = \psi_{\nu-1} - \psi_\nu = \frac{2\,\psi_1}{n-1} = \text{const.}$$

Die Verschiebung der Randebenen ist

$$\varkappa\,\delta_1 = 0 = \varkappa\,\delta_n.$$

Es werde die durchschnittliche Verschiebung der Tragebenen bei Belastung derselben durch $\lambda = \text{const} = 1$, also $\sum_1^N X = N$, sofern diese Verschiebung aus der Längenänderung der Wandstäbe der Tragebene herrührt, mit c_w bezeichnet, und sofern diese Verschiebung aus den Längenänderungen eines Gurtes herrührt, mit c_g. Ist der Gurtquerschnitt so beträchtlich, daß c_g gegenüber c_w vernachlässigt werden kann, etwa bei aus irgendwelchen Gründen sehr starken Pfetten oder bei gerade gurtartig besonders kräftig mitwirkender Dachhaut, so ergibt sich im hier nur betrachteten Falle gleicher oder annähernd gleicher Tragebenen das Verhältnis der Tragebenenwiderstände X zueinander einfach als Verhältnis der Tragebenenverschiebungen zueinander; es ist also:

$$X_\nu = \frac{\delta_\nu}{\sum_1^n \delta} \sum_1^n X.$$

Der Gurteinfluß ist nun aber in der Regel nicht unbeträchtlich, sondern ganz im Gegenteil meist so groß, daß z. B. $\left(\frac{c_w}{c_g}\right)^p = 0$ gesetzt werden kann, wenn $p \geqq 2$ ist. Es bedarf daher auch die Approximation, die in der im folgenden enthaltenen Gleichsetzung des Verlaufes der Verschiebungen einer Tragebene aus der Wand mit dem Verlaufe der Verschiebungen aus den Gurten liegt, meist keiner Korrektur. Wenn die Zahl der Wandglieder der Tragebenen, wie meist, sehr groß ist, und wenn mit $\varkappa$ gemäß dem Vorangegangenen das Verhältnis der wirklichen Tragebenenverschiebungen zu den Proportionalzahlen δ bezeichnet wird, so kann man für $c_g \neq 0$ folgendes Gleichungssystem anschreiben:

$$
\begin{aligned}
&(1) \quad \varkappa\,\delta_1 = c_{w_1} X_1 + c_{g_a} X_1 + c_{g\,\text{II}} X_1 - c_{g\,\text{II}} X_2 \\
&(2) \quad \varkappa\,\delta_2 = c_{w_2} X_2 \qquad - c_{g\,\text{II}} X_1 + c_{g\,\text{II}} X_2 + c_{g\,\text{III}} X_2 - c_{g\,\text{III}} X_3 \\
&(3) \quad \varkappa\,\delta_3 = c_{w_3} X_3 \qquad - c_{g\,\text{III}} X_2 + c_{g\,\text{III}} X_3 + c_{g\,\text{IV}} X_3 - c_{g\,\text{IV}} X_4 \\
&\qquad \vdots \\
&(\nu) \quad \varkappa\,\delta_\nu = c_{w_\nu} X_\nu \qquad - c_{g_\mu} X_{\nu-1} + c_{g_\mu} X_\nu + c_{g_{\mu+1}} \lambda_\nu - c_{g_{\mu+1}} X_{\nu+1} \\
&\qquad \vdots \\
&(n) \quad \varkappa\,\delta_n = c_{w_n} X_n \qquad - c_{g_{m-1}} X_{n-1} + c_{g_{m-1}} X_n + c_{g_b} \lambda_n .
\end{aligned}
$$

Als Summe dieser Verschiebungen ergibt sich die Gleichung:

$$\varkappa \sum_1^n \delta_\nu = c_w \sum_1^n X_\nu + c_{g_a} X_1 + c_{g_b} X_n .$$

Da die Querschnittsflächen der Fußverbindungen der Lamellendachkonstruktionen die Querschnittsflächen der übrigen Gurte schon allein wegen der fast immer festen Verbindung mit den Längswänden meist um ein Vielfaches übertreffen, so kann in der Regel auch

$$c_{g_a} = 0 = c_{g_b}$$

gesetzt werden, so daß

$$\varkappa \sum_1^n \delta = c_w \sum_1^n X;$$

eine weitere Vereinfachung wird dadurch aber nicht herbeigeführt.

Es mag noch bemerkt werden, daß der Einfluß der Ausweichungen δ' der Gurte (vergl. Abb. 8) auf die Größe der Verschiebungswiderstände X relativ zu gering ist, um die Einführung in die Gl. 1 bis n zu rechtfertigen. (Wesensgleiche Vereinfachungen sind bei Raumfachwerken ja bekanntlich allgemein üblich, und zwar meist mit Recht, selbst noch oft bei Flugzeugzellen mit starker Formänderung.)

Ist

$$\delta_1 = \delta_n, \quad \delta_2 = \delta_{n-1}, \quad \dots \quad \delta_\nu = \delta_{n-\nu+1},$$

wie im Falle der für die erste Approximation heuristisch gewählten Verschiebungslinie, wenn gleichzeitig der Fall des hier allein betrachteten, zur Firstpunktsenkrechten symmetrischen Polygonzuges vorliegt, so ergibt sich aus obigen Gleichungen z. B. für durchweg gleiches c_g und $n = 8$:

$$X_1 = X_n = \varkappa\, c_g \cdot \frac{[(c_w + c_g)^2 + c_w\, c_g]\,\delta_2 + c_g\,(c_w + c_g)\,\delta_3 + c_g^{\,2}\,\delta_4}{c_w^{\,4} + 7\,c_w^{\,3}\,c_g + 15\,c_w^{\,2}\,c_g^{\,2} + 10\,c_w\,c_g^{\,3} + c_g^{\,4}}.$$

Setzt man

$$\omega = \frac{c_w}{c_g},$$

so kann man im oben gedachten Falle auch schreiben:

$$X_1 = X_n = \frac{\varkappa}{c_g} \cdot \frac{(1 + 3\,\omega + \omega^2)\,\delta_2 + (1 + \omega)\,\delta_3 + \delta_4}{1 + 10\,\omega + 15\,\omega^2 + 7\,\omega^3 + \omega^4}$$

bzw. wenn $c_{g_a} = c_{g_b} = 0$:

$$X_1 = X_n = \frac{\varkappa}{c_g} \cdot \frac{(1 + 3\,\omega + \omega^2)\,\delta_2 + (1 + \omega)\,\delta_3 + \delta_4}{4\,\omega + 10\,\omega^2 + 6\,\omega^3 + \omega^4}.$$

Durch Einsetzen dieser Werte in das Gleichungssystem 1 bis n ergeben sich die Beträge von

$$X_2 = X_{n-1}, \quad X_3 = X_{n-2}, \quad \dots, \quad X_\nu = X_{n-\nu+1}.$$

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Betrachtungen zum Wettbewerb zwischen Stahl und Eisenbeton mit besonderer Berücksichtigung des Brückenbaues.

Bemerkungen zu dem gleichnamigen Aufsatz des Dipl.-Ing. F. R. Habicht, Potsdam, in „Beton u. Eisen", Heft 15, 1928.

Von Professor Dr. **Karner**, Zürich.

Im Heft 15, Jahrgang 1928, ist in der Zeitschrift „Beton u. Eisen" von Herrn Dipl.-Ing. F. R. Habicht, Potsdam, ein recht eigenartiger Aufsatz erschienen, der künstlerische, statische, wirtschaftliche und sonstige Fragen der Stahl- und Eisenbetonbauweise miteinander vergleicht und dabei teilweise zu so kühnen Schlüssen kommt, daß sie — allerdings nur mit Rücksicht auf die Veröffentlichung in einer angesehenen Zeitschrift — nicht unwidersprochen bleiben dürfen. Herr Habicht beginnt die Aufzählung der „ja allgemein bekannten, ganz wesentlichen Vorzüge" der Eisenbetonbauweise gegenüber dem Eisenbau damit, daß er behauptet, daß die Sympathien, die erstere seit ihren Anfangserfolgen erworben habe, daher rührten, „daß man froh war, im Eisenbeton ein Mittel gefunden zu haben, mit dem sich eine eindrucksvolle Gestaltung auch der Ingenieurbauwerke erzielen ließe". Dagegen lasse „das Gewirr der Füllungsstäbe der Eisenbauwerke einen wirklich geschlossenen künstlerischen Eindruck um so weniger aufkommen, als häufig gerade auch die übergroße Schlankheit der einzelnen Tragglieder für den Beschauer in einem gewissen Mißverhältnis zu den aufzunehmenden Lasten zu stehen schiene". „Dem gegenüber biete der Eisenbetonbau ein Mittel, bei Wahrung voller Wirtschaftlichkeit und gerade durch Ausnutzung seiner besonderen Eigenschaften Bauten von einer Geschlossenheit des künstlerischen Eindrucks zu schaffen, wie man sie bis dahin wohl von den Ingenieurbauten der Antike und des Mittelalters her kannte, jedoch seit dem Aufkommen des Eisens als Baustoff nicht mehr gewohnt war. Gerade diese Architektonik des Eisenbetons sei es, die den Eisenbau angeregt habe, nunmehr auch seinerseits nach neuen Formen zu suchen. Sie wurden in der Verwendung von Vollwand- und Rahmenträgern gefunden, also gerade Formen, wie sie besonders charakteristisch für den Eisenbetonbau sind."

Diese Ausführungen lassen auf eine völlige Unkenntnis der historischen Entwicklung jeder Bauweise und vor allem auch des Eisenbetons selbst schließen. Die Bauformen einer bestimmten Bauweise sind in erster Linie von den technischen Möglichkeiten (das heißt von der Art der Festigkeit) des Baustoffes abhängig. Der Bogen ist die einzig mögliche Bauform für die massive Steinbauweise des Altertums und des Mittelalters, der Balken und der Bogen sind Möglichkeiten des Holzbaues; bei letzterer Bauweise dürfen wir nicht übersehen, daß schon im 16. Jahrhundert das reine Dreieckfachwerk versucht und angewandt worden war. Mit dem Beginn des Eisenbaues ergab sich aus der Überlieferung für das Gußeisen als geeignetste Bauform der Bogen, während mit dem Schweißeisen sofort der Bau von Balkenbrücken größten Stiles einsetzte. Da aber Eisen und Stahl — als einzige Baustoffe — in gleicher Weise für Zug- und Druckbeanspruchungen geeignet sind, kann der Bogen ebenso wirtschaftlich gestaltet werden wie die Hängebrücke, welche Bauform dem Stahlbau allein vorbehalten ist. Die Entwicklung des Stahlbaues aber, Hand in Hand gehend mit der Entwicklung des Eisenhüttenwesens und beide angeregt durch die außerordentliche Entwicklung des Verkehrswesens und der Industrie, wirkte auf die Theorie und insbesondere auf die Statik so befruchtend, daß der heutige Stand unserer Kenntnisse der Baustatik und neuestens auch der Dynamik aufs innigste verknüpft ist mit den Fortschritten des Eisen- bezw. Stahlbaues und nur in gegenseitiger Wechselwirkung denkbar ist. Erst die durch den Stahlbau geförderte Theorie bereitete dem Eisenbetonbau die Basis, um nun seinerseits in rascher Entwicklung aufbauen zu können, wobei diese Bauweise ganz selbstverständlich an bisher bekannte Bauformen „der Antike und des Mittelalters", wie Herr Habicht ganz besonders betont, anschloß, wozu der Eisenbetonbau eben vornehmlich geeignet ist. Die wirtschaftliche Grenze des vollwandigen Eisenbetonbalkens ist ja, soweit sich die aufgerollten Streitfragen auf den Brückenbau beziehen, ziemlich rasch dahin erledigt, daß der Bogen als einzige mögliche Ausführungsform übrig bleibt, wenn es sich um mittlere und größere Stützweiten handelt und man nicht zu rahmen- oder fachwerkartigen Balken greift.

Was nun zunächst das von Habicht betonte Mißverhältnis der Schlankheit stählerner Tragglieder zur Größe der in ihnen auftretenden Kräfte anlangt, so dürfte er selbst in Laienkreisen mit dieser Anschauung allein dastehen. Eine mehr als ein Jahrhundert lange Gewöhnung hat den Anblick eiserner und stählerner Stützen, Träger und anderer Bauformen aller Art auch dort vertraut gemacht, wo die Kenntnis der inneren Eigenschaften des Baustoffes fehlt, so daß die gefühlsmäßige Abschätzung des richtigen Querschnittsverhältnisses der Bauteile eines Stahlbauwerkes heute Allgemeingut ist. Es ist nur staunenswert, wenn ein Ingenieur eine derartige gegenteilige Auffassung bewußt vertritt. Der Eisenbetonbau selbst bietet uns aber im Ingenieur- und Brückenbau gerade dort seine besten Ausführungsbeispiele, wo er auch seinerseits die klassischen Vorbilder verläßt und zu Bauformen greift, die in voller Ausnutzung der Eigenart dieses Baustoffes begründet sind und wenn er nicht ein Nachahmen der äußeren Formen der Steinbauweise zeigt, mit der der Eisenbetonbau innerlich gar nichts gemeinsam hat und die er häufig nur kopiert oder in größere Maßstäbe übersetzt. Eher als bei Stahlbauten tritt aber in diesem Falle für den Laien oder den ungeschulten Architekten — niemals für den wissenden Ingenieur — die Möglichkeit eines beängstigenden Gefühles ein, weil die äußere Form die innere Wirkung eines Verbundkörpers viel schwerer dem Gefühl zugänglich macht, als dies bei einem homogenen Baustoff wie beim Stahl der Fall ist.



Abb. 1.

Nun beansprucht Herr Habicht die Erfindung des Vollwandträgers allgemein und die des Rahmenträgers ganz besonders für die Eisenbetonbauweise!! Ist ihm nicht bekannt, daß die erste Schweißeisenbalkenbrücke, die Britanniabrücke, mit Hauptöffnungen von 141 m in den Jahren 1845 bis 1850 als vollwandiger Balken gebaut wurde? Ist ihm nicht bekannt, daß neben den vielen Anwendungen von mehrfachen und einfachen Fachwerken für Balkenbrücken kleinerer Stützweiten und für Bogen größerer Stützweiten immer wieder vollwandige Träger in ungeheuerer Zahl vor dem Erscheinen des Eisenbetons gebaut wurden? Ist ihm nicht bekannt, daß bereits 1859 in der Schweiz das erste Modell eines Rahmenträgers in Eisen hergestellt wurde? Bei einer Einstellung, wie sie Herr Habicht in seinem Aufsatz zeigt, würde es uns nicht Wunder nehmen, wenn er angesichts der zunehmenden Verwendung des — von ihm allerdings bisher so übel kritisierten — Fachwerkes im Eisenbetonbau (siehe die verschiedenen Bauausführungen in Frankreich) schließlich auch noch das Fachwerk als ein vom Eisenbetonbau geschaffene Bauform in Anspruch nehmen würde. Die Verwendung des Fachwerkbalkens im Holz- und Stahlbau bezweckt eine Verminderung des Materialaufwandes gegenüber dem vollwandigen Träger, der zu einem großen Teil bei Biegebeanspruchung nicht ausgenutzt werden kann: Bei Holz und ganz besonders für Stahl besteht dabei die Möglichkeit, die auftretenden Kräfte in Knotenpunkten zusammenzufassen und unterzubringen, ohne plumpe Bauformen zu erhalten. Da meines Wissens auch bei Eisenbetonbauten mit dem Baustoff gespart werden muß, würde man sicher gerne zum Fachwerk oder wenigstens zur häufigeren Anwendung des Rahmenträgers greifen, wenn nicht die Schwierigkeit der Unterbringung der Bewehrung in den Knotenpunkten bestände. Abb. 1 zeigt den Eckpunkt eines trapezförmigen Fachwerkträgers und es ist aus der Abbildung ohne weitere Erläuterung zu sehen, welche Schwierigkeiten auftreten, wenn die Bewehrung — auf die Raumeinheit des Eisenbetons bezogen — zu groß wird. Daß man in einem solchen Falle kaum mehr von einer Verbund-

wirkung in diesen Konstruktionsteilen wird sprechen können, liegt auf der Hand. Aus hierher gehörigen Gründen wird der Rahmenträger im Eisenbetonbau dem Fachwerkträger vorgezogen, weil die Gestaltung eines senkrechten Pfostenanschlusses immer noch einfacher ist als die Ausbildung eines Knotens mit mehreren Stäben. Nicht unerwähnt möchten wir dabei lassen, daß die theoretischen Voraussetzungen des gelenkartigen Stabanschlusses beim Stahlfachwerk innerhalb ganz bestimmter und bekannter Grenzen praktisch erfüllt sind, während wir beim Eisenbeton-Dreieckfachwerke ohne Berücksichtigung der Rahmenwirkung, d. h. ohne Berücksichtigung der Biegung in den einzelnen Stäben keinesfalls auskommen werden. Trotzdem scheint man in Frankreich, gerade um der beschränkten Möglichkeit der Überwindung größerer Stützweiten durch vollwandige Eisenbetonbalken abzuhelfen, zu dem von Herrn Habicht so geschmähten Fachwerk überzugehen, wie es Abb. 2 zeigt.

Es ist dies die auch im deutschen Fachschrifttum bekannte Brücke über die Seine bei Ivry sur Seine in der Nähe von Paris. Die Mittelöffnung hat eine Stützweite von 132 m, sie kragt nach beiden Seiten freischwebend aus.

Vor kurzem wurde ferner eine Eisenbeton-Fachwerkbrücke im Zug der Rue Lafayette in Paris dem Verkehr übergeben mit 2×70 m Stützweite, der ein besonderes elegantes und leichtes Aussehen nachgerühmt wird. Dieses Fachwerk zeigt gekreuzte Diagonalen und der Untergurt in Höhe der Fahrbahnkonstruktion ist für sich selbst wieder ein Fachwerk von $^1/_3$ der Gesamthöhe mit steigenden und fallenden Diagonalen.

Ganz ähnlich der Seinebrücke bei Ivry ist eine bei Altfortville gebaute Eisenbeton-Fachwerkbrücke, die allerdings zufolge einer Meldung in Paris-Midi in den seit der Ausschalung verflossenen 18 Monaten eine Durchbiegung von 20 cm aufweist.

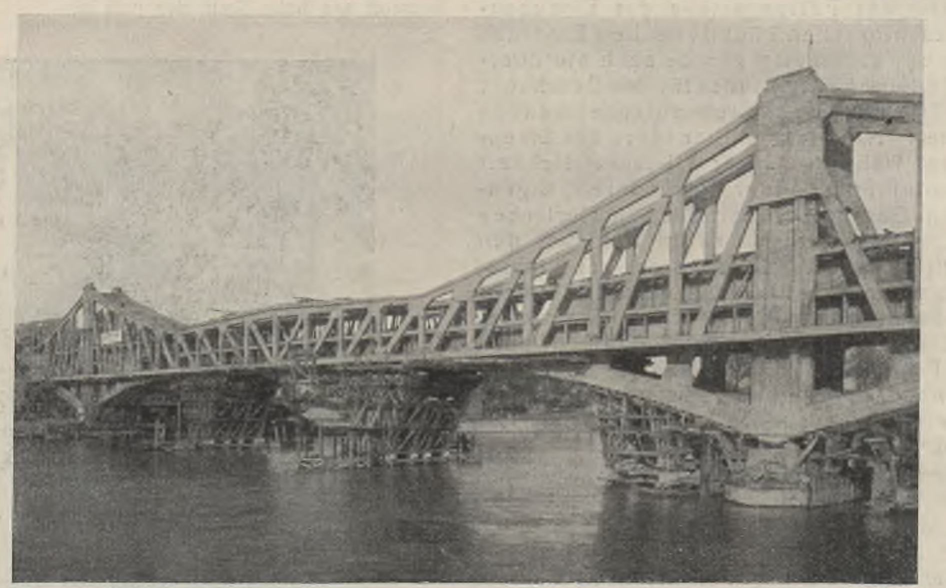


Abb. 2.

Einen wichtigen Teil der Ausführungen von Herrn Habicht macht die Betonung der „monumentalen Wirkung" aus, die er Eisenbetonbauten nachrühmt. Wie weit eine solche Forderung mit unseren modernen Auffassungen von Kunst und Ästhetik überhaupt vereinbar ist, will ich hier nicht entscheiden, aber die Begriffe, mit denen Herr Habicht arbeitet, scheinen ihm selbst nicht klar zu sein. So begründet er „die Überlegenheit des Betonbaues, wenn es sich um die Erbauung monumentaler Bauwerke handelt", aus der Tatsache „daß auch Stahlbauten innen und außen durch Verkleidung mit Beton oder Werksteinen architektonisch so ausgebildet werden, daß sie den Eindruck von Massivbauten machen." Er stellt zur Begründung die Ausführung zweier Fördertürme gegenüber, von denen der eine aus Stahl ganz den Eindruck eines Massivbauwerkes mache, wie der andere aus Eisenbeton.

Scheinbar hat Herr Habicht übersehen, daß bei beiden Bauwerken ein Skelettbau die tragende Konstruktion des Förderturmes ist und daß die Zwischenflächen nur mit nichttragendem Mauerwerk ausgefüllt sind. Oder sollte der Eisenbetonturm wirklich volle Eisenbetonkonstruktion sein? Freilich wird man nicht verlangen können, daß der Stahlbau — um seine einfache Tragkonstruktion nicht zu verstecken — auf Ausmauerung verzichten wird, und ein ausgemauertes oder verkleidetes Stahlbau-Fach- oder Riegelwerk wird nun immer den Eindruck von „massiv" machen, da dieses Wort bei Habicht wohl mit vollwandig bezw. geschlossen als gleichwertig aufzufassen ist. Das Gesagte gilt ganz natürlich allgemein für alle Aufgaben des Stahles im Bauwesen. Diese beschränken sich, wie die seit Jahrzehnten ausgeführten Geschäfts-, Kauf und Hochhäuser in Amerika und bei uns beweisen, auf die Funktion des Tragens und nicht des Raumabschließens: genau wie bei Geschäfts- und Hochhäusern in Eisenbeton, und man kann dabei doch sicher das eine behaupten, daß hier der Eisenbetonbau die Wege des Stahlbaues gegangen ist. — Wenn sich übrigens Herr Habicht für die ästhetischen Möglichkeiten des Stahlskelettbaues in Verbindung mit Backsteinausmauerung interessiert, dann sei er — als auf ein Beispiel von mehreren — auf die Hochbauten des Kraftwerkes Klingenberg verwiesen!

Was nun die geforderte „monumentale" Wirkung bei Ingenieurbauten, und zwar besonders bei Brückenbauten anlangt, so wird diese zweifelsohne nach Habicht in der Weise erreicht, daß das Bauwerk die Umgebung beherrscht und nicht sich in dieselbe einfügt. Betrachten wir in Abb. 3 die bekannte Brücke über die Lahn bei Niederlahnstein, gegen die als Eisenbetonkonstruktion sicher nichts einzuwenden ist, so ist mir ihre monumentale Wirkung erst klar geworden, als ein bekannter Eisenbetonbrückenbauer scherzhaft meinte, man müsse die Stadt abreißen, damit sie das Bild der Brücke nicht störe. Betrachten wir das Bild der Rhônebrücke bei Chippis im Aufsatz von Habicht, so kann man wohl bei bestem Willen nicht behaupten, daß sich diese Brücke in die Landschaft einfüge. Sie wirkt eben bestenfalls monumental, wobei ich mich mit Herrn Habicht allerdings nicht über die ästhetischen Forderungen verständigen kann, wenn er mit Eisenbetonbauwerken eine derartige Monumentalität anstrebt. Diese mehr allgemeine Auseinandersetzung schließt Herr Habicht, bevor er auf Einzelheiten eingeht, damit, daß sich „sowohl im Brücken- als im Hochbau der Eisenbetonbau wegen der Einheitlichkeit seiner Konstruktion immer besser in die Landschaft einpasse als ein Stahlbau, der doch immer, auch bei der ansprechendsten Formgebung, mehr oder minder wie ein Fremdkörper in der Landschaft wirke." Nach Habicht stellt somit „der mit feinem Verständnis für die Erfordernisse des Baustoffes", (damit dürfte wahrscheinlich beispielsweise die Ummantelung von Zuggliedern gemeint sein!), „des Bauzweckes und der Landschaft errichtete Betonbau die ideale Lösung für viele Bauaufgaben dar."

Gegen derartige allgemeine Behauptungen ist es zwecklos anzugehen; oder sollte Herr Habicht ernstlich der Meinung sein, daß ein Stahlbogen über der Fahrbahn — um nur bei seinem Beispiel der Brücke von Chippis zu bleiben — noch mehr als Fremdkörper in der Landschaft wirken kann, als der gezeigte Eisenbetonbogen?

Nach Aufzählung einiger besonders kühner Eisenbetonbrücken der neuesten Zeit kommt Herr Habicht dann zur Behauptung, daß bis zu etwa 150 m Stützweite und „für nicht zu ungünstige Konstruktionsbedingungen (ich mache auf diese Einschränkung aufmerksam!) Stahl- und Eisenbetonbrücken hinsichtlich der Kühnheit des Entwurfes und des künstlerischen Eindruckes zum mindesten gleichgestellt werden könnte" (dieses Zugeständnis der möglichen Gleichbewertung des ästhetischen Eindruckes ist doch wohl nur eine Entgleisung?), „wenn nicht die jetzt unleugbare Bevorzugung der Eisenbetonbrücken gegenüber stählernen Brücken ihre Begründung in anderen nicht unwesentlichen Vorzügen hätte." Diese Vorzüge des Eisenbetonbaues gegenüber dem Eisenbau sind nach ihm die folgenden:

1. Größere Widerstandsfähigkeit der Betonbauten gegen die zerstörenden Einflüsse der Korrosion.
2. Erheblich höhere Lebensdauer gegenüber Stahlbauten.
3. Zunahme der Widerstandsfähigkeit der Betonbauten mit dem Alter.
4. Keine Verstärkungsnotwendigkeit bei Verkehrssteigerung.
5. Größerer Widerstand gegen dynamische Kräfte infolge des großen Eigengewichtes.
6. Einfachere Ausgestaltung von Lagern und Gelenken und dadurch bedingte Möglichkeit, die Kämpfer von Bogenbrücken in das Hochwasserprofil eintauchen zu lassen.

Mit diesen einzelnen Punkten wollen wir uns noch kurz beschäftigen, nicht um Anlaß zu einer Fortsetzung dieser Aufsatzreihe zu geben, sondern um zu zeigen, daß jede einseitige Auffassung ihre Kehrseite besitzt.

Zu 1: Zu einem Stahlbau gehört nicht nur ein guter Anstrich, sondern auch eine sorgfältige Überwachung, um das Bauwerk im Zustande gleicher Güte und Tragfähigkeit zu erhalten. Eine sachgemäße Unterhaltung ist mit geringen Kosten möglich, wie dies von verschiedenen Fachleuten bereits des öfteren eingehend nachgewiesen wurde. Aber auch jedes Eisenbetonbauwerk wird zweckmäßig überwacht und von Zeit zu Zeit untersucht werden müssen, um es vor den Einwirkungen des Rostes infolge Eindringens von Feuchtigkeit, Rauch oder sonstiger Gase in Schwind- oder andere Risse zu schützen. Wenn es auch selbst unter den

ungünstigsten Verhältnissen möglich ist, einen Stahlbau leicht zu überwachen und auftretende Schäden leicht und sofort zu beheben, so werden die erwähnten ungünstigen Einflüsse bei Eisenbetonbauten meist ziemlich spät erkenntlich und teuere Reparaturen notwendig sein, wenn beispielsweise der Beton, durch Rauchgase mürbe gemacht, abplatzt. Jedenfalls ist es leichtfertig, Eisenbetonbauten nicht zu überwachen und zu unterhalten. Vermutlich ist es Herrn Habicht nicht bekannt, welche dauernde Überwachung, kostspielige Reparaturen und Verstärkungen infolge Rißbildung, Rostens der Bewehrung, Sprengwirkung des Rostes an der von ihm als Beispiel gebrachten Rhône-Brücke in Chippis bereits bis heute notwendig geworden sind! Abgesehen von obigen Andeutungen würde sicher mancher Eisenbetonbau und besonders manche Brücke in ästhetischer Beziehung auch bei näherer Betrachtung gewinnen, wenn er instand gehalten, verputzt und auftretende Risse und Ausblühungen nicht allzu deutlich sehen lassen würde.

Zu 2: Was die Lebensdauer von Bauwerken allgemein und von Brückenbauten im besonderen anlangt, so sind zunächst im Eisenbetonbau noch keine solchen Erfahrungen vorhanden wie im Stahlbau. Viele große eiserne bezw. stählerne Brücken aufzuzählen, die noch aus den ersten Zeiten des Eisenbaues stammen und noch heute ihre Aufgabe erfüllen, würde zu weit führen; bei Eisenbetonbauten liegen so lange Erfahrungen noch nicht vor. Zum mindesten ist es im Interesse des Eisenbetonbaues, wenn die Erfahrungen bei manchen älteren Bauwerken nicht schon jetzt verallgemeinert werden. Wichtiger als die Frage der Lebensdauer (diese spielt bei Ingenieurbauwerken heute keine bedeutende Rolle) ist aber dagegen die Anpassungsfähigkeit eines Bauwerkes an geänderte Forderungen. Stahlbauten ermöglichen im Gegensatz zu Eisenbetonbauten durch rasche Veränderung ihrer Gliederung eine Anpassung an neue Aufgaben; Stahlbauten gestatten einen vollkommenen Abbruch und Wiederaufbau des Bauwerkes an anderer Stelle, sie ermöglichen es auch, rasch nach den Seiten oder in die Höhe erweitert zu werden, wodurch ihr ideelles Lebensalter, d. i. die Zeit ihrer Verwendungsmöglichkeit, noch viel länger wird, als dies bei einem Eisenbetonbauwerk auch nur angenähert der Fall sein kann.

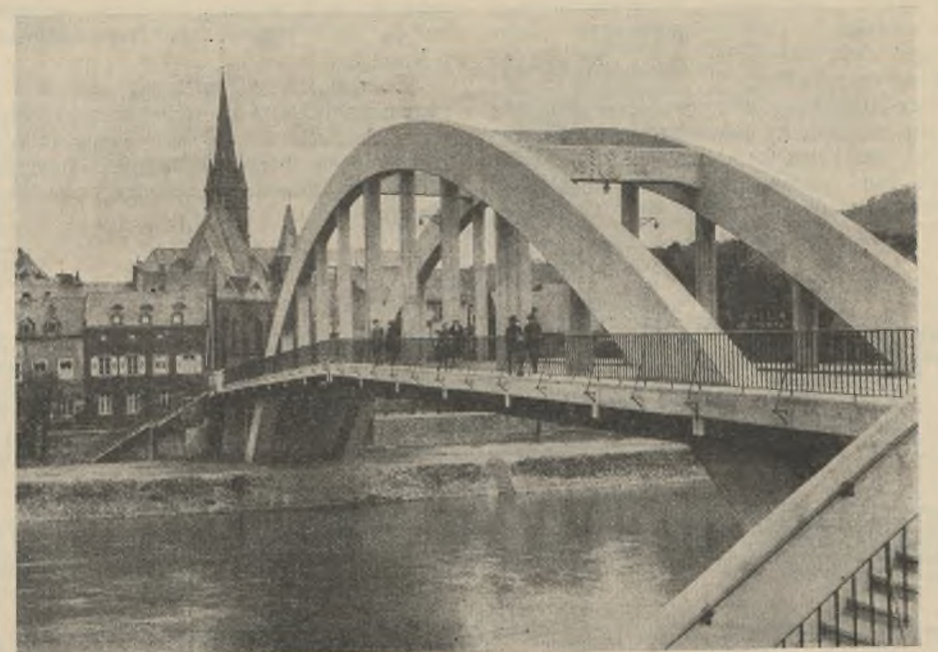


Abb. 3.

Zu 3: Die sogenannte wachsende Widerstandsfähigkeit der Eisenbetonbauten infolge einer noch jahrelang nachwirkenden Veränderung des Baustoffes wird kaum einen vorsichtigen Konstrukteur dazu verleiten, ganz allgemein von einer Vergrößerung der Tragfähigkeit zu sprechen, da derartige Veränderungen auch das elastische Verhalten wesentlich beeinflussen und durch Veränderung der Deformationen auch wesentliche kaum nachprüfbare Änderungen im Spannungsbilde auftreten müssen.

Zu 4: Da wir heute allen Berechnungen nach die räumliche Kapazität der Lichtraumprofile für unsere Brücken so ziemlich erreicht, wenn nicht bei großen Stützweiten sogar überschritten haben, so dürften zunächst bei Brückenverstärkungen nur Verbreiterungen der Fahrbahn, Anordnung von neuen Geschossen usw. in Frage kommen. Die notwendige wirtschaftliche Dimensionierung der Eisenbetonbauten wird es trotz des überwiegenden Eigengewichtes nicht ermöglichen, derartige Mehrbelastungen ohne bauliche Veränderungen aufzunehmen, wenn eine solche Mehrbelastung nicht bereits beim Entwurf mit berücksichtigt worden ist. Aber auch bei Vermehrung von Raddrücken für Eisenbahnbrücken wird bei einer genau berechneten Eisenbetonbrücke kaum für alle Teile ein Auskommen ohne Verstärkung oder ohne Erhöhung der zulässigen Spannungen zu finden sein, wenn dieser Bau nicht im vorhinein überdimensioniert worden ist. Nochmals erwähne ich die von Herrn Habicht gebrachte Bogenbrücke von Chippis, bei der nach einer eingehenden Untersuchung festgestellt werden mußte, daß die Lasten der Brücke auf keinen Fall auch nur um ein geringes verändert werden dürfen, ohne das Bauwerk zu gefährden! Daß der Stahlbau dagegen bei notwendig werdenden Verstärkungen weitestgehenden Möglichkeiten Raum gibt, haben die Verstärkungsarbeiten an tausenden von stählernen Brücken gezeigt, die schon vielfach vier und mehr Jahrzehnte ihren Dienst tun und doch durch geringfügige Umbauten wiederum voll ihre Aufgabe auf Jahrzehnte hinaus erfüllen werden.

Es wäre sicher ein Ruhmesblatt für den Stahlbau, festzustellen, welches Volksvermögen auf diese Weise gerettet wurde. Der Eisenbetonbau hat hierzu keine Parallele von auch nur angenähertem Ausmaße aufzuweisen. Nicht zu übersehen ist eine andere Tatsache, die weniger im Brückenbau als im eigentlichen Ingenieurbau der Stahlbauweise einen besonderen Vorteil sichert: Der durchaus homogene Baustoff gestattet, bei Umänderungsarbeiten an Stahlbauten oder bei Wiederverwendung die einzelnen Teile einer ganz anderen Beanspruchung zu unterwerfen, als die ursprüngliche war. Im Eisenbetonbau scheidet eine solche Forderung in den meisten Fällen aus.

Zu 5: Zu diesem Punkte sei zunächst das größere Eigengewicht betrachtet: Sollte hier nicht beabsichtigt sein, aus der Not eine Tugend zu machen? Bei Balkenbrücken ist gerade das große Eigengewicht, das schon bei geringer Nutzlast dem Eisenbetonbau bald die Möglichkeit nimmt, wirtschaftlich zu bauen. Bei der neuen Friedrich-Ebert-Brücke in Mannheim ist es dem Eisenbetonbau unter Einhaltung der Ausschreibungsbedingungen nicht gelungen, eine Balkenbrücke in Vorschlag zu bringen. Aber auch bei anderen Bauformen ist die Eisenbetonbauweise mit allen Mitteln bemüht, eine Herabsetzung des Eigengewichtes zu erreichen, um die Wirtschaftlichkeitsgrenze erhöhen zu können. Jedenfalls ist bei Bogenbrücken das große Eigengewicht kaum als vorteilhaft zu bezeichnen, wenn infolge des entsprechenden Schubes kostspielige und schwierige Fundierungen notwendig werden.

Das größere Eigengewicht einer Eisenbetonbrücke gegenüber einer entsprechenden Stahlbrücke kann für die Schwingungen einen Vorteil bedeuten, wenn dieser nicht durch die geringere Elastizität des Baustoffes wettgemacht wird; abgesehen hiervon sind für die dynamischen Beanspruchungen durchaus nicht allein die Größe des Eigengewichtes maßgebend, da diese von noch ganz anderen Umständen und Beziehungen abhängen. Daß sich dynamische Wirkungen beim Eisenbetonbau durchaus nicht immer so günstig verhalten wie beim Stahlbau, dürften im übrigen die vollkommen gescheiterten Versuche mit Betonschiffen und Betoneisenbahnwagen zur Genüge bewiesen haben, und aus den gleichen Gründen ist man auch mit den Betonschwellen nicht weiter gekommen.

Es ist nicht uninteressant zu erwähnen, daß Herr Habicht als Folge des so warm angepriesenen großen Eigengewichtes aber nicht nur eine Verringerung der Schwingungen, sondern auch die Möglichkeit der Aufnahme größerer Nutzlasten, eine größere Widerstandsfähigkeit gegen Wind, strömendes Wasser, Schiffsstöße usw. betont. Kommentar dürfte wohl überflüssig sein!

Zu 6: Es ist nicht zu umgehen, die von Herrn Habicht zu diesem Punkt erdachte Beweisführung, daß das Eintauchen des Kämpfers einer Betonbogenbrücke in das Hochwasser weniger schädlich ist als bei einer Stahlbrücke, kurz wiederzugeben. Herr Habicht schreibt: „Gerade diese durch das große Gewicht der Betonbrücken bedingte Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Angriffe des strömenden Wassers gestattete es, bei Betonbrücken auch Anordnungen zuzulassen, bei denen die Kämpfer um ein gewisses Maß in das Hochwasser eintauchen, ohne damit irgendwelche besonderen Gefahren heraufzubeschwören. Dies um so weniger, als im allgemeinen das Eintauchen erst bei einem solchen Stand des Hochwassers eintreten wird, bei dem die Kraft des Hochwassers durch Überflutung der Vorländer bereits wesentlich gemildert sein wird.“ Weiter besagt die Erläuterung, um das Eintauchen dieser Punkte beim Eisenbetonbau zu rechtfertigen, daß bei Stahlbrücken dieser Auflagerpunkt,

„bei dem ein Baustoff, der Stahl, zu einem anders gearteten Baustoff, dem Stein, übergeht", ganz „besondere Gefahrenquellen" bildet und die konstruktive Ausbildung dieser Punkte „kompliziert" bezw. „ein empfindlicher Mechanismus" ist. (Hat sich Herr Habicht schon einmal einen so empfindlichen Mechanismus angesehen?) Jedes Eindringen eines Fremdkörpers in das Stahllager „muß dessen Funktionen entweder unmittelbar unterbinden oder doch allmählich durch Zersetzung des Materials seine Zerstörung herbeiführen".

Daß ferner bei Stahlbrücken „in der Nähe der Auflager ein enges Netzwerk mit zahlreichen scharfkantigen und winkligen Einzelgliedern entsteht, das besonders geeignet ist vom Hochwasser mitgeführtes Schwemmaterial aufzufangen und durch den dadurch immer größer werdenden Stau auf die verhältnismäßig leichte eiserne Konstruktion eine Katastrophe einzuleiten", ist nach Herrn Habicht selbstverständlich. Im Gegensatz dazu sind die Verhältnisse bei Betonbrücken viel günstiger. Die eintauchenden „nur glatten ebenen" Flächen leisten dem Wasserabschluß „nur wenig Widerstand" und lassen „Schwemmaterial ohne weiteres vorbeistreifen". Die Auflagerpunkte, deren Kenntlichmachung äußerlich gar nicht notwendig ist, „sind gegen Überflutung in keiner Weise empfindlich."

Eine Entgegnung zu diesen Ausführungen, insbesondere über die Definition eines Stahllagers, halte ich nicht für notwendig, für den wasserbautechnischen Teil möchte ich die Kritik dem Flußbauer überlassen. An den in allerneuester Zeit von verschiedenen Seiten angeführten Beispielen durch Hochwasser eingestürzter Betonbogen mit tiefliegenden Kämpfern geht Herr Habicht anscheinend vorbei, ohne seine Theorie daran genauer zu erproben. Im übrigen kann der Stahlbrückenbau unter sonst gleichen Verhältnissen infolge der überlegenen Eigenschaften des Baustoffes das Eintauchen der Widerlager vermeiden.

Wenn ich zum Schluß meiner Ausführungen noch auf die von Herrn Habicht angedeutete unterschiedliche Behandlung der Bemessung der Sicherheitsgrade im Stahl- und im Eisenbetonbau zurückkomme, so vermute ich, daß ihm die Mehrzahl seiner Fachgenossen auch hier wird nicht voll zustimmen können, da solche Vergleiche sehr von der Art der Baustoffherstellung und der Bauausführung abhängig sind; es wäre doch zweckmäßig, bei der Berührung dieser Frage im Hinblick auf die ständigen und immer wiederkehrenden Einstürze im Betonbau etwas vorsichtiger zu sein.

Zum Schluß richtet Herr Habicht an die Adresse der Stahlbaufirmen und ihren Verband die freundliche Mahnung, durch technische Verbesserungen des Baustoffes und der Arbeitsmethoden „so wie es der Betonbau bestrebt ist" bemüht zu sein, in den vorliegenden Fragen eine Änderung zu erzielen. Gemeint ist die vom Stahlbau beklagte verschiedene Behandlung der Frage eintauchender Bogenbrückenkämpfer, für die Herr Habicht die im vorstehenden skizzierte Prachtlösung gebracht hat.

Über die famose Belehrung und über den Versuch, zwischen den wissenschaftlichen und technischen Arbeitsmethoden beider Bauweisen einen Unterschied zu konstruieren, dürfte man wohl am besten zur Tagesordnung übergehen, da glücklicherweise die Mehrzahl der Ingenieure hüben und drüben kein Interesse daran hat, den Streit in die technische Wissenschaft hineinzutragen.

Verschiedenes.

Die Straßenbahnwagenhalle in Bochum. Das in den nebenstehenden Abbildungen in Querschnitt und Innenansicht dargestellte Bauwerk ist ebenso wie die in Heft 20 des Jahrgangs 1928 beschriebene Halle in Essen-Schonnebeck eine Ausführung der Vereinigte Stahlwerke A.-G. in Dortmund und im Frühjahr 1925 für die Bochum-Gelsenkirchener Straßenbahn A.-G. in Essen gebaut. Seine Abmessungen sind allerdings sehr erheblich größer, denn es hat eine Länge von 126 m, eine Breite von 72 m, bedeckt mithin eine Fläche von 9100 m². Die Binder sind als durchlaufende Vollwandträger von 1 m Bauhöhe ausgebildet (Abb. 1), ihre Stützweite beträgt 22,475 m in den Endfeldern und 27,60 m im Mittelfeld, der Binderabstand 7,40 m. Die Abdeckung besteht aus Stegzementdielen, die Belichtung erfolgt durch Raupenoberlicht, die in jedem zweiten Feld in 50,5 m Länge quer über das Dach laufen und ihren Zweck ausgiebig erfüllen (Abb. 2). Für die Reinigung und Untersuchung der Wagen dienen Revisionsgruben.

Das Gewicht der gesamten Stahlkonstruktion betrug 657 t.

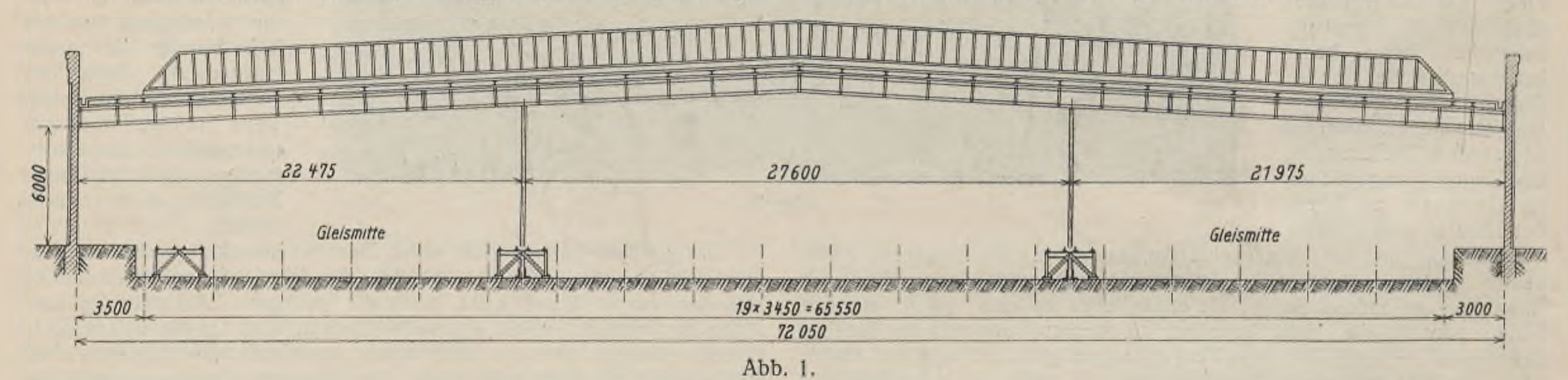
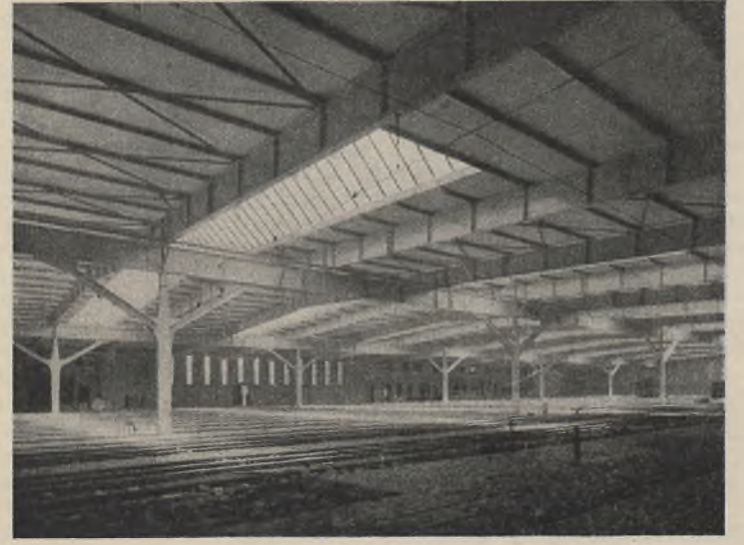


Abb. 1.


Abb. 2.

Bemerkenswerte Blechträgerbrücken. Zu dem unter dieser Überschrift in Heft 18 „Der Stahlbau" veröffentlichten Aufsatz von Dipl.-Ing. Harry Gottfeldt wird uns zu der auf S. 215 beschriebenen und in den Abb. 9 bis 11 dargestellten „Wegeunterführung im Bereich der Reichsbahndirektion Stettin" mitgeteilt, daß es sich um eine Wegeunterführung neben der Parnitz handelt und daß der Gesamtentwurf für dieses bemerkenswerte Bauwerk von der Reichsbahndirektion Stettin aufgestellt ist.

Die Beanspruchung der Leitungsmaste bei Seilriß. Durch Herrn Ing. R. Bertl-Berlin wurde ich darauf aufmerksam gemacht, daß in meinem unter obiger Überschrift in Heft 12, Jahrgang 1928 des „Stahlbau" erschienenen Aufsatz in der Berechnung der „Nebenwirkungen infolge der außermittigen Vernietung der Füllungsstäbe" ein Fehler unterlaufen ist. Es ist der Faktor $\left(\frac{r-p}{r}\right)^2$ weggelassen, dementsprechend lautet die Grundgleichung

$$\int \frac{M^2}{EJ} \cdot dx = \frac{r}{3EJ} \left(\frac{Pp}{2}\right)^2 \cdot \left(\frac{r-p}{r}\right)^2.$$

Derselbe Faktor $\left(\frac{r-p}{r}\right)^2$ ist in den Gl. 10, 11 u. 18 auf den rechten Seiten beizufügen.

Kammüller.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang | BERLIN, 25. Januar 1929 | Heft 2

Alle Rechte vorbehalten.

Verschiebung eines Stahlgebäudes.

Von Oberingenieur **Torp**, Gelsenkirchen.

Ansicht *A*. Ansich *B*.

Abb. 1a. Querschnitt.

Abb. 2. Rollbahn.

Grundriß vor nach der Verschiebung. Abb. 1.

Bei Erweiterung und Erneuerung industrieller Anlagen kommt es des öfteren vor, daß Gebäudeteile, die für die Weiterführung des Betriebes notwendig sind, bei den geplanten Umbauten im Wege stehen. Ein Abbruch und Wiederaufbau dieser Gebäudeteile an anderer Stelle ist namentlich bei Massiv- und Eisenbetonbauten mindestens sehr kostspielig und kommt auch wegen der hiermit verbundenen Betriebsstörung in den meisten Fällen nicht in Frage. Handelt es sich bei den erwähnten Gebäudeteilen um Stahlbauten, dann besteht immerhin häufig die Möglichkeit, die Bauwerke mit verhältnismäßig niedrigen Kosten und geringer Betriebsstörung auf einen neuen Standort zu verschieben. Diese Möglichkeit der Verschiebung ist ein bemerkenswerter Vorzug, den Stahlbauten gegenüber Betonbauten haben.

Die Verschiebung eines Gebäudes dieser Art ist für die Mannesmannröhren-Werke Abt. Bergwerke auf Schacht Hubert der Zeche Königin-Elisabeth im Jahre 1927 von der Firma Vereinigte Kesselwerke A.-G. Düsseldorf, Werk Gelsenkirchen (früher Gewerkschaft Orange), ausgeführt worden.

Es handelte sich um einen Kokskohlenturm von 16,24 m Länge, 4,7 m Breite und 24 m Höhe mit einem Seitenflügel von 12 m Länge und 5 m Breite. Das Gewicht der Anlage mit leeren Bunkern betrug etwa 500 t. Die Anordnung der Anlage ist in Abb. 1 schematisch dargestellt. Hiernach stand der Kokskohlenturm an der Verladerampe der Koksbatterie über Gleis II. Auf der Verladerampe sollte ein neuer fahrbarer Koks-Lösch- und -Verladewagen eingebaut werden, wofür der Kokskohlenturm im Wege stand. Es wurde daher beschlossen, den Kokskohlenturm von Gleis II nach Gleis IV um eine Strecke von 11,5 m zu verschieben, und zwar sollte hierbei der Betrieb möglichst wenig unterbrochen werden. Zu diesem Zwecke wurden zunächst zwischen den alten und den neu angelegten Fundamenten gemauerte Bankette zur Aufnahme von fünf Rollbahnen angelegt. Die Rollbahnen bestanden gemäß Abb. 2 aus je zwei gut miteinander verbundenen Eisenbahnschienen. Diese wurden unter den Turmsäulen mit etwa 250 mm Abstand von der Fußplatte durchgeführt, nachdem vorher in die vorhandenen Fundamente entsprechende Durchlässe gestemmt waren.

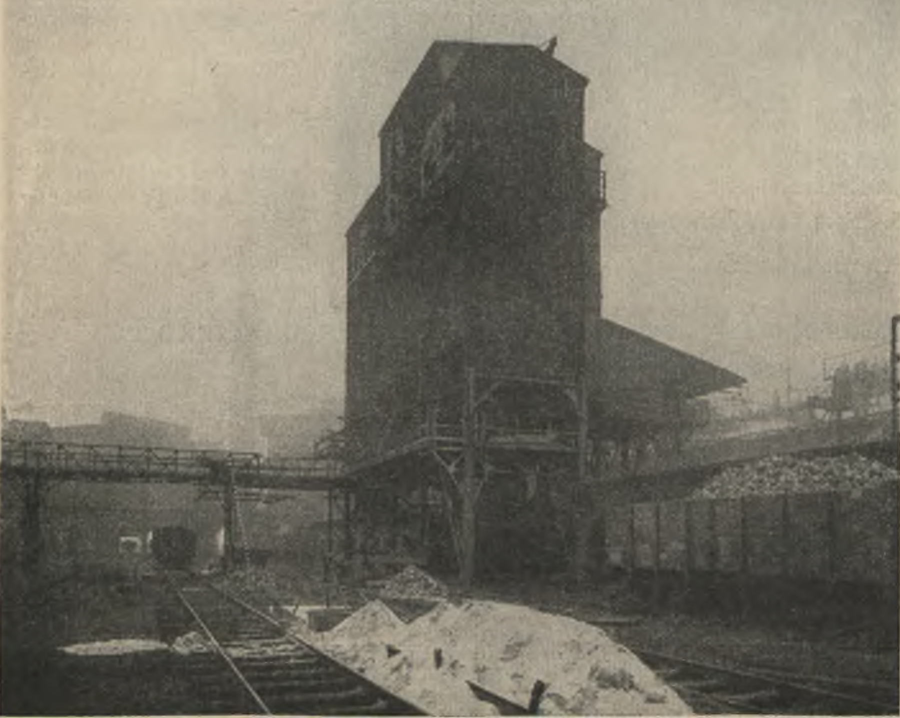


Abb. 3. Vor der Verschiebung.

Die Rollbahnen lagen unter den vorhandenen Gleisen, so daß der Rangierbetrieb am Zechenbahnhof nicht gestört wurde.

Nachdem die auf den Banketten genau parallel und wagerecht verlegten Rollbahnen sorgfältig mit Zement untergossen und abgebunden waren, wurde der auf je sieben Stahlrollen für jeden Säulenfuß ruhende Rollenschlitten unter die Säulenfüße geschoben und die Säulen mittels Hartholzkeile auf dem Schlitten gut unterkeilt. Der seitlich überstehende Flügel des Kokskohlenturmes lagerte sich auf eine ähnliche Rollbahn. Als Zugmittel für jede Rollbahn diente eine Kabelwinde mit zwei Mann Besatzung. Nach Ausführung dieser Vorarbeiten konnten die Bunker entleert und der Betrieb stillgelegt werden. Die Gleise II, III und IV wurden jetzt zur Freilegung der Rollbahnen beseitigt, ferner wurde zur Vergrößerung der Sicherheit in dem unteren Säulenfeld eine Diagonalverbindung (Abbild. 4 u. 5) angebracht. Zum Schluß wurde noch der stehengebliebene Rest der Fundamente unter dem Säulenfuß weggestemmt und die Ankerschrauben abgebrannt. Das ganze Gebäude ruhte auf dem auf Rollen stehenden Schlitten. Infolge des sorgfältigen Unterkeilens der Säulen mit den Hartholzkeilen war eine meßbare Senkung des Gebäudes nicht eingetreten, obwohl auf der mittleren Rollbahn eine Last von etwa 160 t ruhte. Die Winden wurden jetzt mit den vorgesehenen Leuten besetzt und an jede Säule ein Mann gestellt, der die hinten ablaufende Rolle wieder vorne vorzulegen hatte.

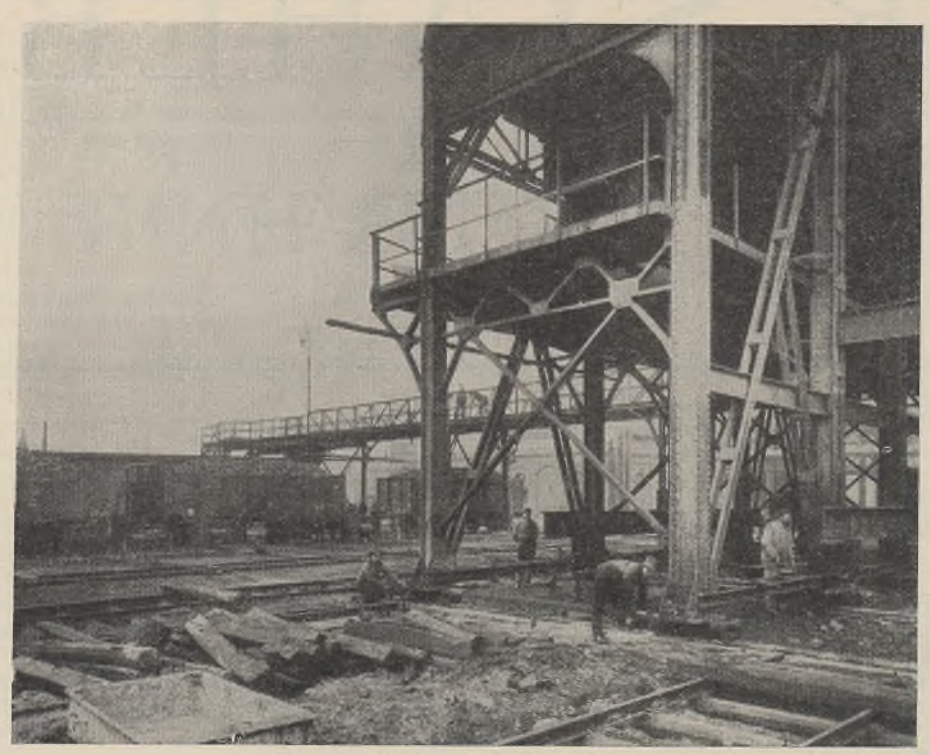


Abb. 4. Während der Verschiebung.

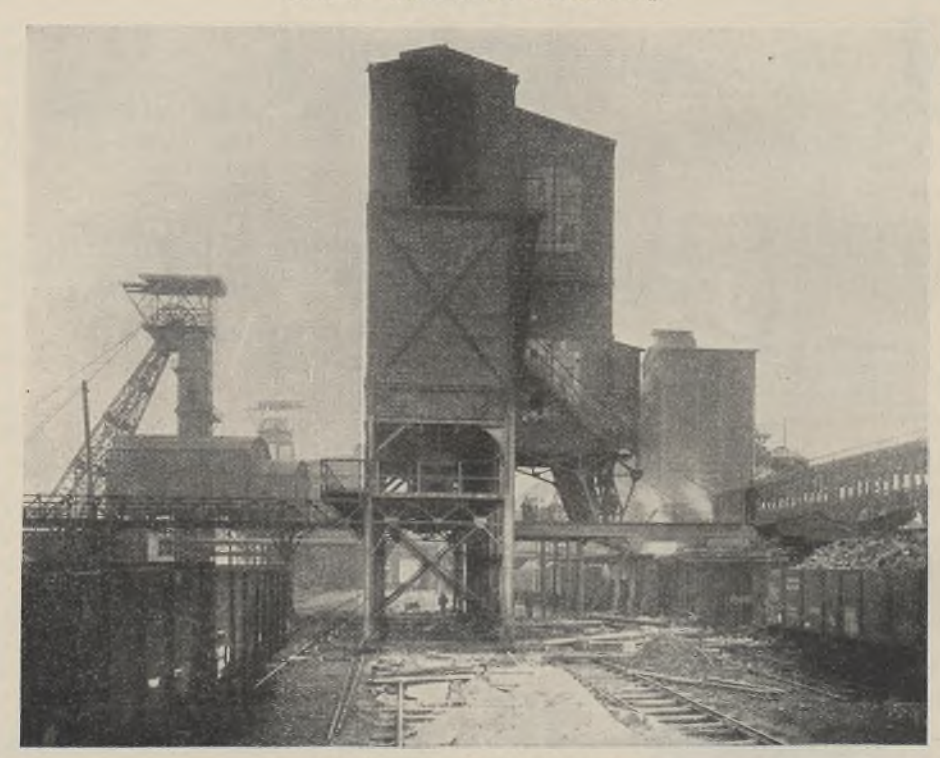


Abb. 5. Nach der Verschiebung.

Mit der Verschiebung des Gebäudes wurde nun begonnen: Es zeigte sich hierbei, daß das Gebäude sofort schief lief, trotzdem die Rollen sorgfältig parallel nebeneinander verlegt waren, doch konnte die Richtung durch entsprechend schräges Vorlegen der neu hinzukommenden Rollen schnell korrigiert werden. Der Rollenweg stellte daher nicht eine gerade Linie, sondern eine schwache Schlangenlinie dar. Hiernach wäre es nicht richtig gewesen, die Rollen in Gruppen miteinander zu kuppeln, weil dann eine Beeinflussung der Rollenrichtung sehr schwer gewesen wäre. Bei der Verschiebung zeigte sich ferner, daß die Fortbewegung des Gebäudes entsprechend der vorher aufgestellten Berechnung leicht mit einer Winde und zwei Mann Besatzung hätte bewerkstelligt werden können. Aus Vorsicht sind jedoch mehr Winden als erforderlich aufgestellt worden. Die ganze Verschiebungsarbeit war ohne jeglichen Zwischenfall und ohne daß auch nur eine Fensterscheibe geklirrt hätte, in 4 Stunden erledigt.

Aus den beistehenden Abbildungen ist der Vorgang der Verschiebung klar zu ersehen. Abb. 3 zeigt das Gebäude vor, Abb. 5 nach der Verschiebung, während Abb. 4 die Betätigung der Rollbahnen während der Verschiebung zeigt.

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Berücksichtigung des Giebelanschlusses bei prismatisch gewölbten Netzwerken aus biegungsfesten Stabzügen.

Von Dr. **Heinrich Buchholz**, beratender Ingenieur in Leipzig.

(Schluß aus Heft 1.)

Bei richtiger Bestimmung müssen die erhaltenen Werte der Gleichung

$$\frac{\varkappa}{c_g}\sum_1^n \delta = \omega \sum_1^n X + 2\,X_1$$

bezw. für $c_{g_a} = c_{g_b} = 0$ der Gleichung

$$\frac{\varkappa}{c_g}\sum_1^n \delta = \omega \sum_1^n X$$

genügen.

Die Maximalordinate der Sinuslinie, $\max \eta$, war beliebig, etwa gleich 1 anzunehmen: Mithin sind auch die Verschiebungsziffern δ_ν und die damit erhaltenen Zahlenwerte X_r von nicht interessierender absoluter Größe. Zur Vereinfachung der Rechnung sind also die sich ergebenden X so zu reduzieren, daß $\sum_1^n X = 1$ wird.

Nunmehr kann $\sum_1^n X$ als einzige Überzählige außerhalb des Hauptsystems behandelt werden. Als Parameter der Elastizitätsgleichung wird zweckmäßig die Horizontalverschiebung

$$\delta_c = \delta_{\frac{m+1}{2}}$$

der Firstpunkte der Lamellenbogen behandelt. Es muß sein:

$$\delta_c = {}^{\mu}\sum_1^m P_\mu \, \delta_{c\mu} + {}^{\nu}\sum_1^n X_\nu \cdot \delta_{c,\,\overset{n}{\underset{1}{\Sigma}} X = 1}.$$

Für Annäherung an die Giebelenden des Netzgewölbes gilt:

$$\text{Lim}\ \delta_c = 0.$$

Daraus

$$\sum_1^n X_G = -\frac{\sum_1^m P_\mu \, \delta_{c\mu}}{\delta_{c,\,\overset{n}{\underset{1}{\Sigma}} X = 1}}.$$

Die Verschiebungsgrößen dieses Ausdrucks lassen sich in bekannter Weise ermitteln: in der Regel am besten durch Ermittlung der Einflußlinien für δ_c mit den Ordinaten

$$\delta_{c\mu} = \delta_{\mu c}.$$

Es handelt sich nun darum, die Verringerung der Tragebenengegenwirkung im Dachinneren zu bestimmen. Der Verlauf ist bereits durch Abb. 6 festgelegt, so daß also nur noch

$$p = \frac{\sum_1^n X_M}{\sum_1^n X_G} \quad \text{bezw.}\ q = 1 - p$$

zu ermitteln ist, worin X_M der Tragebenenwiderstand in der Dachmitte ist.

Versteht man unter X_ν' die Tragebenenwiderstände für $\sum_1^n X = 1$, so gilt im zunächst nur interessierenden Falle der heuristisch angenommenen Verschiebungslinie des Gewölbequerschnitts, also für $X_{n/2} = X_{n/2+1}$

$$-\delta_{c\,M} = \frac{N}{\cos \psi_{n/2}} \left(\alpha \sum_1^n X_G + \beta \sum_1^n X_M \right) \left[f_w \, X'_{n/2} + f_g \left(X'_{n/2} - X'_{n/2-1} \right) \right].$$

Darin ist δ_{c_M} die horizontale Verschiebung des Firstmittelpunktes, während f_w und f_g die Mittenverschiebungen der Tragebene $n/2$ für gedachte Belastung mit

$$X = \text{const} = 1$$

sind. Ferner ist darin α ein Koeffizient, der angibt, auf wieviel sich δ_{c_M} verringert, wenn etwa $\Sigma X_M = 0$ ist. Weiter gilt für α und β gemeinsam, daß

$$\alpha + \beta = 1$$

sein muß mit Rücksicht auf den extremen Fall $\sum_1^n X_M = \sum_1^n X_G$, also mit Rücksicht auf konstante Tragebenenbelastung

$$-\sum_1^N \left(X'_\nu \sum_1^n X \right) = -N \, X'_\nu \sum_1^n X_G.$$

Der Verlauf der Biegungslinie jeder Tragebene ist nun offenbar genau affin mit dem Verlaufe der Belastungslinie derselben Tragebene nach Abb. 6. Es muß also auch sein:

$$\delta_{c_M} = \sum_1^m P_\mu \, \delta_{c\mu} + \sum_1^n X_M \cdot \delta_{c,\,\overset{n}{\underset{1}{\Sigma}} X = 1}.$$

Setzt man in dem ersten Ausdrucke für δ_{c_M} zur Vereinfachung

$$\delta_{c\,M,\,N X'_\nu} = \frac{N}{\cos \psi_{n/2}} \left[f_w \, X'_{n/2} + f_g \left(X'_{n/2} - X'_{n/2-1} \right) \right],$$

so erhält man durch Verbindung des ersten Ausdrucks für δ_{c_M} mit dem zweiten

$$-\left(\alpha \sum_1^n X_G + \beta \sum_1^n X_M \right) \delta_{c_M,\,N X'_\nu} = \sum_1^m P_\mu \, \delta_{c\mu} + \sum_1^n X_M \cdot \delta_{c,\,\overset{n}{\underset{1}{\Sigma}} X = 1}.$$

Durch Division mit $\delta_{c,\,\overset{n}{\underset{1}{\Sigma}} X = 1}$ ergibt sich, wenn man gleichzeitig bedenkt, daß

$$\frac{\sum_1^m P_\mu \, \delta_{c\mu}}{\delta_{c,\,\overset{n}{\underset{1}{\Sigma}} X = 1}} = -\sum_1^n X_G$$

ist, und wenn man zur Vereinfachung setzt

$$\gamma = \frac{\delta_{c_M,\,N X'_\nu}}{\delta_{c,\,\overset{n}{\underset{1}{\Sigma}} X = 1}},$$

die folgende Gleichung:

$$-\left(\alpha \sum_1^n X_G + \beta \sum_1^n X_M \right) \gamma = -\sum_1^n X_G + \sum_1^n X_M.$$

Daraus ergibt sich nun durch Division mit $\sum_1^n X_G$ die gesuchte Verringerung der Tragebenenwiderstände in der Dachmitte zu

$$p = \frac{1 - \alpha\gamma}{1 + \beta\gamma}.$$

Die Berechnung von γ bietet keine Schwierigkeiten. Auch die Koeffizienten α und β können für die erste, gerade in diesem Falle meist bereits scharf treffende Approximation auf Grund einfacher Überlegungen ermittelt werden:

Abb. 10.

Aus der bekannten Annäherungsgleichung für die elastische Linie

$$E J \cdot \frac{d^2 y}{d x^2} = -M_x$$

ergibt sich an Hand der nebenstehenden Abb. 10 für $X_G - X_M$ als größte Tragebenendurchbiegung aus dem Einflusse eines Gurtes:

$$f_g = \frac{14 (X_G - X_M) N^4}{384 \cdot 15 E J} + \frac{5 X_M N^4}{384 E J}; \ J \approx F_{\text{Pfette}} \, t^2$$

und daraus:

$$f_g = \frac{5 (0{,}1868 \, X_G + 0{,}8132 \, X_M) N^4}{384 E J}.$$

Die Koeffizienten, welche die Ersatzlast $X = \text{const} = \alpha X_G + \beta X_M$ aus der parabolischen Belastung $X_G \div X_M \div X_G$ herstellen, haben also die Zahlenwerte:

$$\alpha = 0{,}1868$$
$$\beta = 0{,}8132$$
$$\alpha + \beta = 1{,}0000$$

Bestimmt man diese Koeffizienten in ganz analoger Weise für den Wandeinfluß, so erhält man:

$$\alpha = 0{,}2222$$
$$\beta = 0{,}7778$$
$$\alpha + \beta = 1{,}0000$$

In den bisher praktisch bearbeiteten Fällen war der Wandeinfluß so gering, daß einfach die Abrundung des zuerst berechneten Koeffizienten auf drei Stellen zur Berücksichtigung dieses Einflusses genügte:

$$\alpha = 0{,}187$$
$$\beta = 0{,}813.$$

Damit ist nun für die erste Approximation die zahlenmäßige Bestimmung aller Überzähligen vorbereitet worden. Es sei jedoch, als ein wenig abweichend vom Gewohnten, noch der Beiwert behandelt, der außer den Biegungsmomenten und dem Bogenverlaufe im Dachquerschnitte die Formänderungen bestimmt, da sich dieser Beiwert nicht mehr wie im Stützungsfalle A bei der Bestimmung des Horizontalschubes H_o forthebt.

Außer der Größe

$$\frac{t}{EJ}$$

hat hier der Beiwert noch den Einfluß des Kreuzungswinkels β (vergl. Abb. 4) zum Ausdrucke zu bringen: Die bisher nur betrachteten und der Rechnung zweckmäßig bis zur Bemessung zugrunde zu legenden Momentenvektoren $\mathfrak{M}$ sind der Dachachse parallel gerichtet. Tatsächlich wirkt daher auf die Lamellen das größere Moment

$$\frac{M}{\cos \beta/2}.$$

Außerdem ist die Lamellenlänge größer als t, nämlich

$$\frac{t}{\cos \beta/2}.$$

Beide Umstände vergrößern also die Winkeländerung $M \frac{t}{EJ}$ jeder Polygonseite t des Querschnittes um

$$\frac{1}{\cos^2 \beta/2}$$

und den Ausschlag der Endpunkte zweier benachbarter Lamellen eines Stabzuges gegeneinander um

$$\frac{1}{\cos^3 \beta/2}.$$

Die senkrechten Verschiebungen sind, wenn k den gesamten Einfluß der Biegungsmomente und des Bogenverlaufes zusammenfassend zum Ausdrucke bringt,

$$\delta_v \approx \frac{k_v / E J}{\cos^2 \beta/2 \cos \varepsilon/2},$$

worin

$$\varepsilon/2 = \operatorname{arctg} \cdot \frac{n\,T}{l}$$

ist (vergl. Abb. 11), also

$$\frac{\varepsilon}{2} > \frac{\beta}{2} \qquad \cos\frac{\varepsilon}{2} < \cos\cdot\frac{\beta}{2}.$$

Die wagerechten Verschiebungen δ_h', in angenäherter Richtung in Abb. 11 gekennzeichnet, sind

$$\delta_h' \approx \frac{k_h/E\,J}{\cos^2\beta/2}.$$

Aus diesen Verschiebungen ergeben sich nach Erweiterung mit dem Faktor

$$\vartheta = \frac{1}{\cos\varepsilon/2}$$

Abb. 11.

die gesuchten wagerechten Verschiebungen δ_h, entsprechend dem Umstande, daß infolge des von den Rechtecken $t\,T$ ausgeübten kinematischen Zwanges die Verschiebungen nicht aus den Dachquerschnittsebenen heraustreten können. Also

$$\delta_h = \frac{\delta_h'}{\cos\varepsilon/2} \approx \frac{k_h/E\,J}{\cos^2\beta/2\,\cos\varepsilon/2}.$$

Damit hat sich also der Beiwert für alle Verschiebungen des Zweigelenkgewölbes angenähert zu

$$C = \frac{t}{E\,J\cos^2\beta/2\,\cos\varepsilon/2}$$

ergeben.

Besonders der Entstehung des durch den Faktor ϑ rein kinematisch bewirkten Zuwachses der Formänderungen stellen sich unberücksichtigte Zwangspannungen entgegen. Man kann deshalb, zumal der Einfluß der cos-Werte ohnehin nicht groß ist, als Beiwert auch setzen

$$C = \frac{t}{E\,J\cos^3\beta/2}.$$

Die schraubenflächenartige Verdrehung der Lamellenhauptebenen kommt nicht entscheidend zur Geltung, weil die Punktverschiebungen im Endergebnis nur im flacheren Teile des Gewölbes von beträchtlicher Größe sind. Auch hat diese Verdrehung bei beiden Verschiebungsarten eine Tendenz zur Verkleinerung des Winkels $\varepsilon/2$ bezw. des Faktors C, also zur Rechtfertigung der Vereinfachung

$$\varepsilon \approx \beta.$$

Da der Beiwert somit für alle Verschiebungen nahezu gleich ist, so kommt er in den Regelfällen überhaupt nur zur Ermittlung von p bezw. X_M in Anwendung. (Sehr tragfähige Dachhaut gewisser Anordnung vergrößert in einigen Fällen die Tragebenensteifigkeit $1/\gamma$ weniger als die Biegungssteifigkeit der Stabzüge $1/\delta$. Der Verfasser hat deshalb [und gleichzeitig in Abschätzung anderer besonderer Verhältnisse] in einigen praktischen Fällen mit

$$C = \frac{t}{E\,J\cos^2\beta/2}$$

gerechnet, um δ etwas kleiner und damit die maßgebenden Biegungsmomente etwas größer zu erhalten. Es dürfte das aber meist nicht erforderlich sein, da die Dachhaut bei einer solchen Wirksamkeit in der Regel auch entlastet.)

Nach Bestimmung von X_G, p und q ergeben sich im Falle genügend genau parabolischen Verlaufes der Belastungskurven der Tragebenen, mit Bezug auf Abb. 10, die Biegungsmomente aus der Gleichung:

$$M_x = \left[1 - \left(\frac{2\,x}{N}\right)^2\right] M_0\,q.$$

Die Zentralkräfte der Lamellen ergeben sich aus den Tragebenenlasten

$$X_x = \left[\left(\frac{2\,x}{N}\right)^2 q + p\right] X_G,$$

den Tragebenenquerkräften

$$Q_x = \left[\frac{1}{3}\left(\frac{2\,x}{N}\right)^2 q + p\right] x\,X_G$$

und den Bogenkräften

$$D = D_0 + D_x;$$

die Momente und Spannkräfte sind für die Querschnittsebenen berechnet, also schließlich noch durch $\cos\beta/2$ zu dividieren.

Das Moment der Tragebenen zur Pfettenberechnung ist

$$\max M = (1 + 4\,p)\,\frac{N^2\,T}{40} \cdot X_G.$$

Zu den Pfettenspannkräften hieraus kommen noch in jeder zweiten Pfette die Spannkräfte aus der „Nürnberger Schere" des Rhombennetzes und etwaige Biegungsbeanspruchungen.

Beispiel:

$l = 2500$ cm
$L = 6286$ „
$f = 500$ „ $= l/5$
$n = 16$
$t = 172{,}2$ cm
$N = 108$
$T = 58{,}2$ cm
$\beta = 37°\ 21'$

(Der wirtschaftlichste Wert von β wird am besten auf Grund bereits vorliegender durchgerechneter Konstruktionen von ähnlichen Grundmaßen bestimmt; nach vorläufigen überschläglichen Entwicklungen ist der wirtschaftlichste Wert etwa $\beta = 40°$. Natürlich können von Fall zu Fall auch andere als rein wirtschaftliche Erwägungen, z. B. konstruktive, Einfluß auf die Wahl von β gewinnen. Im vorliegenden Falle war eine bequeme Vergleichsmöglichkeit mit den Ergebnissen anderer Fälle bestimmend.)

$$J = 2004\,s\ \text{cm}^4$$

(s ist darin eine das hier verwendete Spezialprofil eindeutig bestimmende Materialdicke)

$$E = 2\,100\,000\ \text{kg/cm}^2.$$

Zur Vereinfachung der Berechnung wurden von I bis m immer je zwei Tragebenen zu einer zusammengefaßt und erst nach Durchführung des hier entwickelten Verfahrens wieder im einzelnen betrachtet. Sowohl bei Zugrundelegung der Sinuslinie als auch der Biegungslinie für einseitigen Schnee und Wind ergibt sich die Verteilung der Tragebenenwiderstände X in der vorliegenden Berechnung bis auf mindestens vier Stellen übereinstimmend wie folgt:

$$X_1 = 0{,}0543$$
$$X_2 = 0{,}1087$$
$$X_3 = 0{,}1550$$
$$X_4 = 0{,}1820$$
$$\sum_1^n X = 2 \cdot 0{,}5000 = 1.$$

Genau dieselben Werte ergeben sich auch für $f = l/10$ und $f = l/3$! Ferner zeigten früher, allerdings mit weniger Stellen durchgeführte Berechnungen unter beträchtlich abweichenden Verhältnissen l/L und $F_{\text{Lam}}/F_{\text{Pf}}$ im Rahmen der erzielten Genauigkeit gleichfalls vollständige Übereinstimmung der Verteilungsziffern mit den oben aufgeführten. Es empfiehlt sich also, in den Regelfällen die Berechnung bereits mit diesen Verteilungsziffern zu beginnen. Die weitere Durchführung der Rechnung ergibt eine Verringerung des Widerstandes der Tragebenen nach der Mitte hin bis auf

$$p = 0{,}179$$

in praktisch genau parabolischem Verlaufe. Während also die Biegungsmomente des Zweigelenkgewölbe-Hauptsystems an den Giebeln auf rd. 0 verringert werden, werden sie in der Mitte nur noch auf das

$$q = 1 - p = 1 - 0{,}179 = 0{,}821\ \text{fache}$$

reduziert. Im Falle $f/l = 1/3$ wird

$$\left.\begin{array}{l} p = 0{,}661 \\ q = 0{,}339 \end{array}\right\} \Sigma = 1.$$

Im Falle $f/l = 1/10$ dagegen wird

$$\left.\begin{array}{l} p = -\,0{,}1273 \\ q = +\,1{,}1273 \end{array}\right\} \Sigma = 1.$$

Die Beispiele sind wegen der großen freien Gewölbelänge L sehr ungünstig. Der Tragebenenwiderstand wächst natürlich sehr stark mit der Verringerung von L. Auch in dem Falle $f/l = 1/10$ erwies sich die Linie der Tragebenenwiderstände bezw. Tragebenenverschiebungen bezw. Momente als praktisch genau parabolisch: Kurve b in Abb. 6. Da p offenbar nicht erheblich negativ sein kann, so ist allerdings zu erwarten, daß sich bei Tragebenen, die relativ zur Zweigelenkbogensteifigkeit noch weicher sind, die in Rede stehende Kurve schließlich nach Art der Kurve c in Abb. 6 gegenüber der Parabel gleicher Pfeilhöhe verbreitern muß. Bei negativem p aus der vorn gegebenen Abschätzungsformel ist also stets eine Kontrolle nötig. Bei positivem, aber kleinem p ist die Kurve in den Regelfällen praktisch genau eine Parabel. Bei großem p verläuft die Kurve sehr flach und kann schon deshalb für praktische Zwecke als Parabel behandelt werden (vergl. Kurve a der Abb. 6). Daß mindestens die erste Approximation in jedem Falle von offenbar positivem p genau genug mit der bequemen Parabel begonnen werden kann, zeigt die Feststellung des engen Bereiches, in dem die Kurve überhaupt nur verlaufen kann, durch Vergegenwärtigung der extremen Belastungsflächen, der zugehörigen Momentenflächen und der hierzu gehörigen Biegungslinien. Die etwa nötige Nachprüfung oder weitere Approximation auf Grund der Bedingung, daß der Verlauf der Biegungs-

linie dem der Belastungslinie affin sein muß, kann graphisch oder auch analytisch durchgeführt werden und konvergiert natürlich sehr rasch.[7])

Die Momentenverringerung wird auch bei großer Gewölbelänge L in der Mitte beträchtlich, wenn die Tragebenen wirksam eingespannt sind, etwa durch geeignete Verankerung der Pfettenenden in genügend querstandfesten Giebelmauern, oder wenn L durch Querwände oder steife Zwischenbinder unterteilt ist.

Die Lamellen in der Nähe der Giebelwände erhalten in der Regel als Wandstäbe weit höhere Spannkräfte beiderlei Vorzeichens, als sie Druckspannkräfte aus ihrer Eigenschaft als Elemente des Zweigelenkgewölbes erhalten. Das ist ganz besonders auch für die Ausbildung der Anschlüsse von Bedeutung.

Als für die Praxis voraussichtlich in vielen Fällen günstigster Fall der Netzwerkauflagerung ist noch der

Stützungsfall C

zu behandeln. Dieser Stützungsfall unterscheidet sich von dem Stützungsfalle B nur dadurch, daß die Längsunterstützung des Netzgewölbes auf beiden Seiten als bewegliches Lager zu betrachten ist. Der Fall tritt insbesondere dann auf, wenn die Längswände gewöhnliche Stahlfachwerkwände ohne eingespannte Hauptstiele sind, also gewissermaßen als Pendelstützen angesehen werden können.

Die Hälfte des auf die Längswand entfallenden Winddrucks ist bei diesem Stützungsfalle außer den bisher berücksichtigten Belastungen von dem Netzgewölbe mit aufzunehmen.

Auf Grund der Erfahrungen, die bei Formänderungsberechnungen für Netzwerke der hier in Rede stehenden Art gemacht wurden, können die im vorliegenden Stützungsfalle C auftretenden Punktverschiebungen praktisch als aus nur zwei weitaus dominierenden Hauptbestandteilen zusammengesetzt gedacht werden. Einmal aus der schon vom Stützungsfalle B her bekannten wellenförmigen Vertikalverschiebung der Bogenachse bei festen Auflagern und einseitigen Lasten, durch welche die gleichfalls schon bekannten Tragebenenreaktionen X hervorgerufen werden; zum anderen aber aus einer horizontalen Paralleltranslation des Bogens, durch welche die Tragebenenreaktionen Y erzeugt werden. Abb. 12 veranschaulicht die Überlagerung dieser beiden Verschiebungen. Zur Vermeidung von Vorzeichenfehlern wurden die Verschiebungen als im gleichen, als positiv angenommenen Sinne erfolgend dargestellt. Tatsächlich ergeben sich diese Verschiebungen und damit die Kräfte X und Y meist als einander entgegengesetzt mit größtenteils antagonistischem Charakter, so daß also die resultierenden Tragebenenbelastungen Z relativ sehr klein sind; bei den Zahlenrechnungen hierzu hat man somit auf genügende Stellenzahl zu halten.

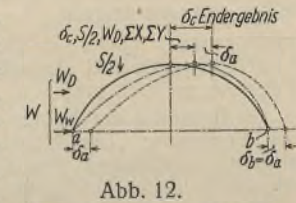


Abb. 12.

Die Berechnung der Verteilungsziffern für die Kräfte X ist natürlich die gleiche wie im Stützungsfalle B. Ähnlich erfolgt die Berechnung der Verteilungsziffern für die Kräfte Y, nur sind hier natürlich die andersartigen Tragebenenverschiebungen aus der Horizontaltranslation in die Gleichungen einzuführen, nämlich

$$\delta_\nu = \delta_a \cos \psi_\nu ,$$

wenn die Paralleltranslation mit δ_a bezeichnet wird.

Bezeichnet man die Horizontalverschiebung der Firstpunkte mit δ_c, so muß offenbar sein, wenn der unmittelbar auf das Dach wirkende Winddruck mit W_D bezeichnet wird und mit $S/2$ die einseitige Schneelast:

$$\delta_c = \delta_{c,\, S/2,\, W_D,\, \Sigma X,\, \Sigma Y} + \delta_a .$$

Im einzelnen:

$$* \quad \delta_c = \delta_{c,\, S/2 + W_D} + \sum_1^n X \cdot \delta_{c,\, \sum_1^n X = 1} + \sum_1^n Y \cdot \delta_{c,\, \sum_1^n Y = 1} + \delta_a .$$

Bei Annäherung der Firstlinie an die Giebelwände gilt:

$$\text{Lim } \delta_c = 0$$
$$\text{Lim } \delta_a = 0.$$

Dafür folgt aus der Gleichung *:

$$-\delta_{c,\, S/2 + W_D} = \sum_1^n X \cdot \delta_{c,\, \sum_1^n X = 1} + \sum_1^n Y \cdot \delta_{c,\, \sum_1^n Y = 1} .$$

Bezeichnet man mit W den von dem Netzgewölbe mitaufzunehmenden Teil des Winddrucks auf die Wand einschließlich der Horizontalkomponenten des unmittelbar von der Dachkonstruktion aufzunehmenden Winddrucks, und bezeichnet man ferner mit k_x und k_y das Verhältnis der Summe der Horizontalkomponenten der Tragebenenwiderstände X bezw. Y zu der Summe von X bezw. Y schlechthin, so gilt ferner:

$$k_x \sum_1^n X + k_y \sum_1^n Y + W = 0,$$

woraus folgt

$$\Sigma X = -\frac{W + k_y \sum_1^n Y}{k_x},$$

$$\Sigma Y = -\frac{W + k_x \sum_1^n X}{k_y},$$

mithin:

$$-\delta_{c,\, S/2 + W_D} = \sum_1^n X \cdot \delta_{c,\, \sum_1^n X = 1} - \frac{W + k_x \sum_1^n X}{k_y} \cdot \delta_{c,\, \sum_1^n Y = 1} .$$

Hieraus schließlich:

$$\Sigma X_{\text{Giebel}} = -\frac{k_y \delta_{c,\, S/2 + W_D} - W \delta_{c,\, \sum_1^n Y = 1}}{k_y \delta_{c,\, \sum_1^n X = 1} - k_x \delta_{c,\, \sum_1^n Y = 1}} .$$

In gleicher Weise ergibt sich:

$$\Sigma Y_{\text{Giebel}} = -\frac{k_x \delta_{c,\, S/2 + W_D} - W \delta_{c,\, \sum_1^n X = 1}}{k_y \delta_{c,\, \sum_1^n X = 1} - k_x \delta_{c,\, \sum_1^n Y = 1}} .$$

Nicht so einfach ergeben sich die Kräfte X und Y für den Innenbereich des Netzgewölbes. Die Verschiebung δ_c der Gl. * ist gleichbedeutend mit der Horizontalverschiebung der Firsttragebenen infolge ihrer Belastung durch die Kräfte X und Y; in derselben Weise ist die Verschiebung δ_a der genannten Gleichung identisch mit der Horizontalverschiebung der Randtragebenen.

Im vorliegenden Stützungsfalle ist nicht wie im Falle B die Verschiebungslinie der Tragebenen notwendig affin mit der Linie der Tragebenenbelastungen, und zwar infolge der Einführung der Translation, wonach sich die infolge von $S/2 + W$ entstanden gedachten X-Kräfte gewissermaßen an den Y-Tragebenen abstützen, also nicht mehr an den Auflagern, und die Y-Kräfte an den X-Tragebenen, woraus sich die gegenseitige Verstärkung bis zur Erzielung von Differenzkräften Z, die den Gleichgewichts- und elastischen Verhältnissen in Wirklichkeit natürlich unmittelbar entsprechen, verstehen läßt. Im Stützungsfalle C ist, während die Verschiebungslinie auch wieder ziemlich genau parabolisch verläuft, die Belastungslinie eine breitere Kurve, die etwa durch eine höhere Parabel angenähert werden könnte. Die Zahlenrechnungen zeigen jedoch, daß das Endergebnis gegen die Art der Annahme praktisch genügend unempfindlich ist, um mindestens für die erste Approximation, solange keine früheren Berechnungen ähnlicher Art vorliegen, die Belastungslinie als gewöhnliche Parabel einführen zu können. Es wird, wie schon im Stützungsfalle B, so vorgegangen, daß die Belastung durch Faktoren α und $\beta = 1 - \alpha$ an den Verschiebungen für gleichmäßig verteilte Last gemessen wird.

Hier wird die Berechnung nur noch für die Dachmitte durchgeführt; es ist jedoch ohne weiteres ersichtlich, wie in analoger Weise Zwischenwerte ermittelt und damit gleichzeitig eine Korrektur der Belastungslinie, also der Faktoren α und β, durchgeführt werden könnte. Es zeigt sich, daß, ebenso wie im Stützungsfalle B, die Genauigkeit dieser approximativen Berechnung in rascher Konvergenz beliebig gesteigert werden kann; man wird natürlich solche Korrekturrechnungen erst dann vornehmen, wenn die Netzmaße, die Bemessung der Elemente und die genauen Auflagerbedingungen im wesentlichen endgültig beschlossen sind.

Setzen wir also für die Dachmitte

$$\delta_c = -\left[\left(\alpha \sum_1^n X_G + \beta \sum_1^n X_M\right) \delta_{c_M,\, \sum_1^N X'_\nu} + \left(\alpha \sum_1^n Y_G + \beta \sum_1^n Y_M\right) \delta_{c_M,\, \sum_1^N Y'_\nu}\right]$$

und

$$\delta_a = -\left[\left(\alpha \sum_1^n X_G + \beta \sum_1^n X_M\right) \delta_{a_M,\, \sum_1^N X'_\nu} + \left(\alpha \sum_1^n Y_G + \beta \sum_1^n Y_M\right) \delta_{a_M,\, \sum_1^N Y'_\nu}\right]$$

so ergibt sich

$$\sum_1^n X_M = \frac{\delta_{c,\, S/2 + W_D} - \alpha\left[\sum_1^n X_G \left(\delta_{a_M,\, \sum_1^N X_\nu'} - \delta_{c_M,\, \sum_1^N X_\nu'}\right) + \sum_1^n Y_G \left(\delta_{a_M,\, \sum_1^N Y_\nu'} - \delta_{c_M,\, \sum_1^N Y_\nu'}\right)\right] + \frac{W}{k_y}\left[\beta\left(\delta_{a_M,\, \sum_1^N Y_\nu'} - \delta_{c_M,\, \sum_1^N Y_\nu'}\right) - \delta_{c,\, \sum_1^n Y = 1}\right]}{\left[\beta\left(\delta_{a_M,\, \sum_1^N X_\nu'} - \delta_{c_M,\, \sum_1^N X_\nu'}\right) - \delta_{c,\, \sum_1^n X = 1}\right] - \frac{k_x}{k_y}\left[\beta\left(\delta_{a_M,\, \sum_1^N Y_\nu'} - \delta_{c_M,\, \sum_1^N Y_\nu'}\right) - \delta_{c,\, \sum_1^n Y = 1}\right]}$$

[7]) Für die unmittelbare Bestimmung des Verlaufes der Kurve kommen analoge Ansätze in Frage, wie sie von K. Hayaschi, Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage, Berlin 1921, gegeben werden.

BIBLIOTEKA KATEDRY
ŻELBETNICTWA POLITECHNIKI
GDAŃSKIEJ
Nr. inw. III/675.

Eine analoge Gleichung ergibt sich für $\sum_1^n y_M$. Für jeden Gewölbestreifen T_τ muß sein

$$k_x \sum_1^n X_\tau + k_y \sum_1^n Y_\tau + W = 0.$$

Bei Anordnung von Zugbändern nach Abb. 4a an Stelle eines oder beider fester Auflager ist es natürlich von Bedeutung für die ganze Rechnung, ob die Zugbänder im Endergebnis gespannt sind oder nicht.

Bei den Stützungsfällen B und C ist zu beachten, daß die Belastungslinien der Tragebenen an den Enden in den Regelfällen Unstetigkeiten nach Abb. 13 aufweisen werden. Dicht vor der Giebelwand wird die Plattensteifigkeit der Tragebenen sehr rasch auf nicht mehr zu vernachlässigende Werte ansteigen; ferner wird die Verschiebung der Tragebenen an den Enden sehr gering, so daß die Stablängenänderungen der Zweigelenkstreifen, die bisher vernachlässigt werden konnten, zur Geltung gelangen. Man kann annehmen, daß in nächster Nähe der Giebelwände die einfache Föpplsche Kräftezerlegung nach Abb. 2 u. 3 in Frage kommt. Der Bereich dieser Wirkung kann offenbar nur sehr gering sein. Nennenswerte Biegungsmomente aus der Plattensteifigkeit brauchen dabei nicht berücksichtigt zu werden, da ihr Auftreten unmittelbar und ferner mittelbar durch Aktivierung der Zweigelenkbogen wieder eine Milderung der Föpplschen Zerlegung zur Folge hätte.

Abb. 13.

Selbst wenn man die eben genannten Störungen der bisherigen Abstraktionen berücksichtigt, ergeben sich nach den Giebelenden hin schwächere Lamellen als in der Mitte. Das hat den Vorteil, daß die Linien der Tragebenenverschiebungen aus Gurt und Wand sehr ähnlich werden, wodurch sich in den Fällen, in denen der Wandeinfluß nicht sowieso verschwindet, die Berechnung von vornherein etwas genauer gestaltet. Das gilt allerdings nicht für eingespannte Tragebenen. In wichtigeren Fällen, bei denen der Wandeinfluß eine etwas größere Bedeutung als gewöhnlich haben sollte, braucht man dann nur die erste Approximation, die mit einem Schnitte quer durch die Dachmitte auskam, durch einen oder mehrere weitere Schnitte zu ergänzen.

Bei einwandfreier Verwirklichung der in den obigen Entwicklungen implizite enthaltenen Mindestforderungen in konstruktiver Hinsicht, wie solche nach zentrischen Anschlüssen, Aufteilung der Pfetten in Ober- und Unterpfette u. a. m., sind Zuschläge zu den auf Grund dieser Ausführungen ermittelten Biegemomenten und Spannkräften nicht zu machen, da, abgesehen von der in der Regel vorliegenden großen zusätzlichen Verfestigung des abstrakten Tragwerks der Berechnung durch die Dachhaut, der kinematische Mechanismus der hochgradig statisch unbestimmten Konstruktion der hier vorliegenden Art in weitgehender Weise das Bestreben hat, eine Verteilung nach den gegebenen Tragfähigkeiten der Elemente herzustellen, die sich zudem in der Regel nur stufenförmig und nicht stetig in ihren Querschnittsabmessungen ändern. Voraussetzung ist natürlich der übliche, tadellos zähe Baustoff und die festigkeitstheoretisch richtige Ausbildung der Tragwerkselemente.[8])

Nach Durchführung einiger Zahlenrechnungen wird man den geringen Einfluß erkennen, den eine Verschiedenartigkeit der heuristischen Ausgangskurven hat. Man vergleiche damit den viel größeren Einfluß einer Änderung der doch nur sehr grob wählbaren Belastungen. Aus diesem Grunde kann man auch Wind und Schneelast mit den gleichen Kurven getrennt behandeln. Es ergibt sich dann, daß bei Pfeilhöhen unter $f = l/7{,}25$ der Windeinfluß im Falle B außer Betracht bleiben kann, wenn die preußischen Bestimmungen zugrunde gelegt werden.

Es wäre auch noch in manchen anderen Fällen größerer statischer Unbestimmtheit, z. B. bei vielwändigen Türmen angebracht, mit einer Methode sukzessiver, nötigenfalls auf heuristischen Ausgangsannahmen aufgebauter Approximation vorzugehen. Die augenblickliche etwas starre Einstellung der Technik auch in diesen Fällen auf die vermeintlich exaktere direkte Ermittlung ist häufig unbegründet, da mindestens technische Rechnungen, sofern sie metrischer Natur sind, doch stets nur approximativen Charakter haben.[9])

So könnte man auch noch, vielleicht gemeinsam mit einem direkten Verfahren, den Fall, daß nicht wie bei den oben behandelten Aufgaben der Bogeneinfluß dominiert, sondern der Netzwerkeinfluß, mit Hilfe sukzessiver Approximation zu behandeln versuchen. Föpplsche Netzwerke kommen eigentlich bisher nur in der Literatur vor, wenn man von einigen Ausführungen historischer Bedeutung absieht: Sie würden durch ein günstigeres Berechnungsverfahren in Gemeinschaft mit absichtlicher Bildung schwach biegungsfester Stabzüge möglicherweise doch zu Ansehen gelangen können.

[8]) Die sich bei Lamellendächern weitgehend auf systematische Versuche gründen muß.

[9]) Bezüglich der Problematik metrischer Genauigkeit vergl. die Arbeiten des Verfassers: „Das Problem der Kontinuität" und „Die Unmöglichkeit absoluter metrischer Präzision und die erkenntnistheoretischen Konsequenzen dieser Unmöglichkeit". München 1927. C. H. Beck.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Staatenhaus der Pressa.

Von Stadtbaurat Dr. **Niggemeyer** und Ingenieur **Bruno Müller** in Köln.

Bevor die Bebauung des rechten Rheinufers bei Köln ihre heutige Gestalt annahm, zeigte sich dort folgendes Bild. Der zwischen Mülheim und Deutz sich am Stromufer hinziehende Rheinpark endete südlich mit dem Parkhaus am sogenannten Messefreigelände, einem von behelfsmäßigen Ausstellungshallen umstandenen großen Platze von ungeregelter Form. Dieser Platz trennte den Rheinpark von der südlich anschließenden Gebäudegruppe der festen Messe- und Ausstellungshallen, der großen Konzerthalle und des Messehofes und wartete schon seit langem seiner endgültigen Gestaltung. Östlich wurde das Freigelände begrenzt von der nahezu 100 m breiten Fläche der Verschiebegleise des Bahnhofs Deutz-Tief. Sie schob sich trennend zwischen das Uferland und ein großes, noch ungenutztes Gelände, das für spätere Ausstellungen großen Umfanges und andere Veranstaltungen ähnlicher Art ausersehen ist, und das der unmittelbaren Verbindung mit dem Rheinpark um so mehr bedarf, als es durch einen durchlaufenden Grünstreifen einen Zusammenhang mit den die äußeren rechtsrheinischen Stadtteile durchziehenden Parkflächen schaffen soll. Die Mittelachse dieses zukünftigen Ausstellungslandes verläuft in Richtung zum Messefreigelände, wo sich ebenfalls die Hauptlinien des Rheinparks und die Achse der Messe- und Ausstellungshallen treffen. All diese Linien bilden verschiedene Winkel

Abb. 1. Gesamtansicht.

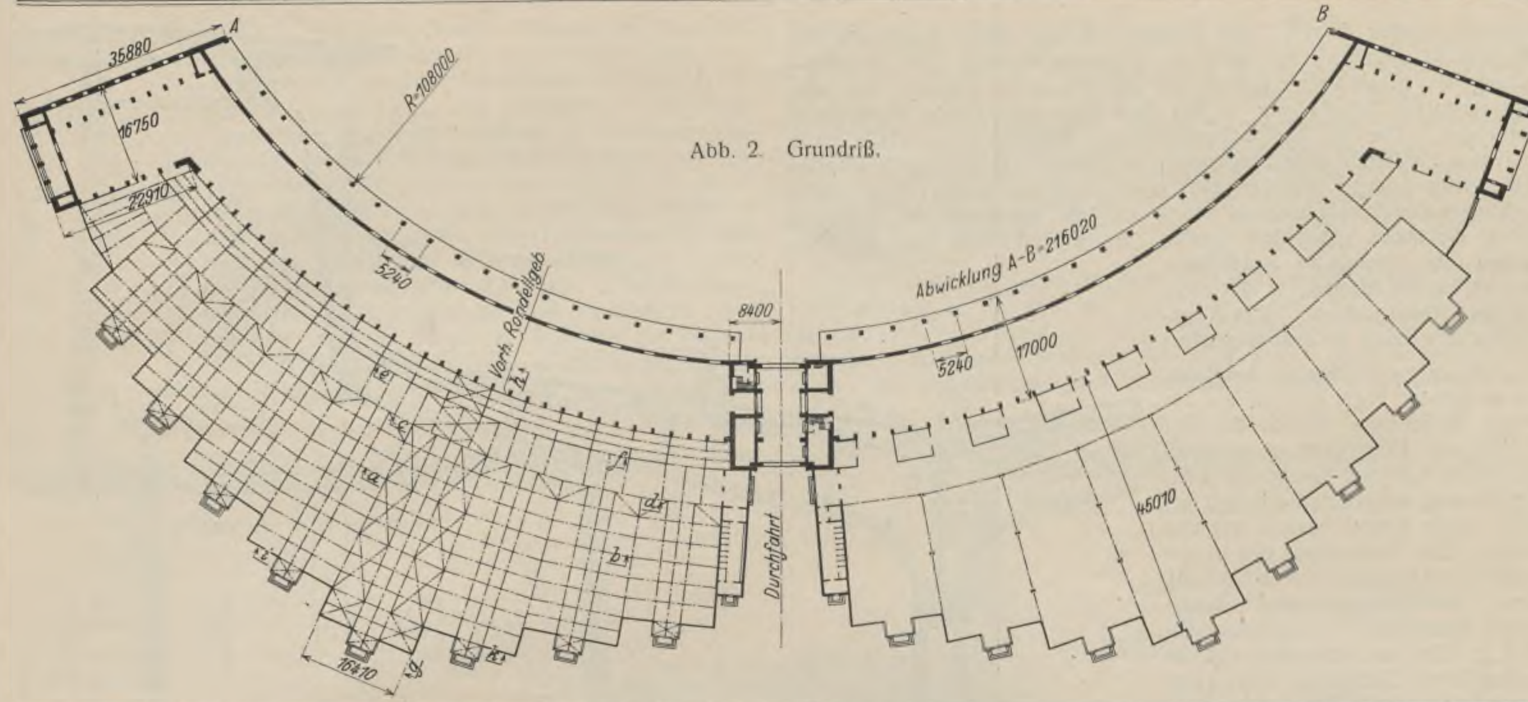
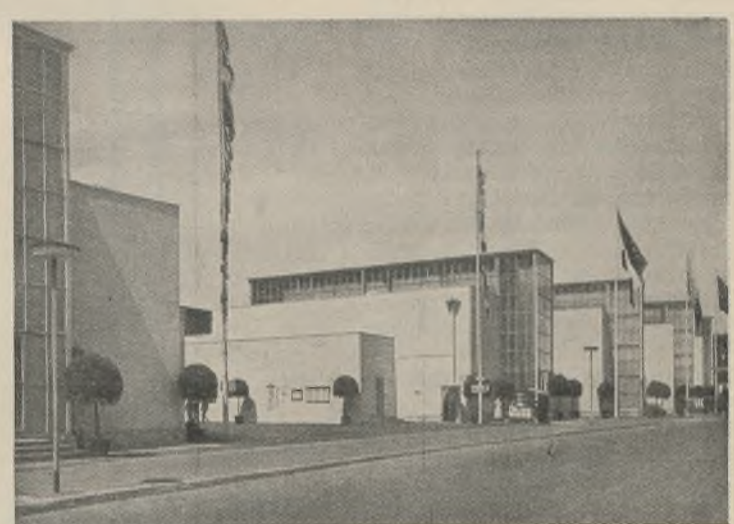


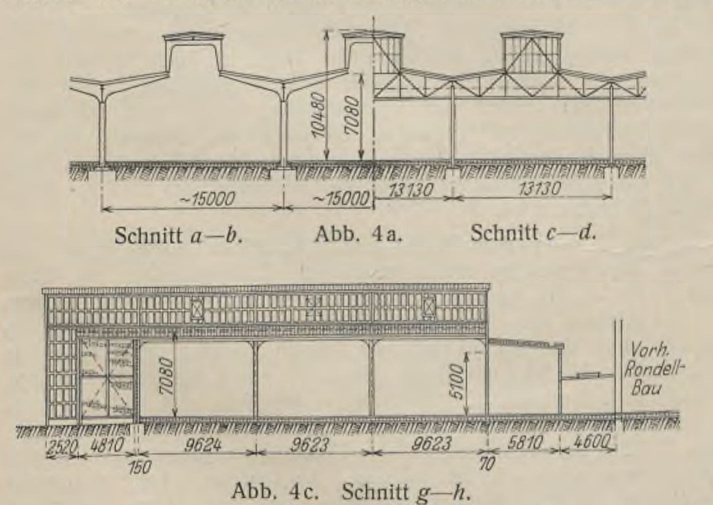
Abb. 2. Grundriß.

zueinander, weil das Rheinufer an dieser Stelle eine sanfte Krümmung aufweist.

Es entstand also die Aufgabe, drei bisher ohne Zusammenhang nebeneinander bestehende Anlagen — Rheinpark, Messe- und Ausstellungshallen und östliches Erweiterungsgelände — in gegenseitige Beziehung zu bringen, hierbei die unerwünschte Nachbarschaft des annähernd in Geländehöhe liegenden Eisenbahnkörpers weniger fühlbar zu machen und diesen gleichzeitig mit einem breiten Verkehrswege zu unterfahren oder zu überbrücken. Zu diesem Zwecke wurde eine große kreisrunde Gartenanlage mit mittlerem Springbrunnen und breiten Promenadenwegen, zur Abhaltung von Gartenkonzerten geeignet, geschaffen (Abb. 1). Von ihrem Mittelpunkt strahlen die nach verschiedenen Richtungen gehenden Geländeachsen aus. Auf der der Eisenbahn zugekehrten Seite wurde sie durch einen der Kreislinie folgenden langgestreckten Baukörper begrenzt und architektonisch gefaßt, der im Innern einen einheitlichen Ausstellungsraum bietet und nach dem Park zu sich in einer geräumigen Wandelhalle öffnet. Der bereits bestehende Parkteil weiter nördlich hatte einen mehr landschaftlichen Charakter; hier, beim Übergang in das Ausstellungsgelände, erhielt der neue Teil durch diese Anordnung eine strengere architektonische Fassung, die nunmehr den Mittelpunkt des gesamten Stadtausschnitts zwischen Mülheimer Hafen, Hohenzollernbrücke und Deutz-Mülheimer Landstraße darstellt. Die noch nicht zur Ausführung gekommene Verbindung mit dem östlichen Erweiterungsgelände spricht sich in einem starkbetonten, die Mitte des Rundbaues durchbrechenden portalartigen Durchgang aus.

An den beiden Schmalseiten endet der geschwungene Hauptkörper des Gebäudes in quergelagerten Seitenflügeln. Die Bestimmung des Rundbaues, bei seiner erstmaligen Benutzung während der Internationalen Presseausstellung, die Sonderausstellungen der fremden Staaten aufzunehmen, gab ihm Namen und Gestalt. In seiner ursprünglichen Ausdehnung, die sich auf den halbrunden Baukörper mit den Seitenflügeln beschränkte, war er nur für Ausstellungen mittleren und kleineren Umfanges bestimmt, da für große Veranstaltungen in den bereits vorhandenen Ausstellungshallen hinreichend Platz war. Für die zahlreichen und teilweise ausgedehnten Ausstellungen der Staaten bedurfte das Gebäude deshalb einer starken räumlichen Erweiterung. Seine geschwungene Grundform sowie der Umstand, daß jeder einzelne Staat je nach dem Ausmaß seiner Ausstellung größeren oder kleineren Raum beanspruchte, führte dazu, auf der Rückseite des Gebäudes fächerartig einzelne Sektoren von rhythmisch wechselnder Länge anzugliedern, von denen jeder als Raum für sich durch leichte Trennwände abgeschlossen oder auch, wenn es nötig werden sollte, mit den Nachbarsektoren als Raumeinheit zusammen-


Abb. 3. Rückwärtige Ansicht der Fächerhallen.



Schnitt *a—b*. Abb. 4a. Schnitt *c—d*.

Abb. 4c. Schnitt *g—h*.

2750
~6300 ~6300 ~6300 ~6300 ~6300 ~6300 ~6300

Abb. 4b. Schnitt *e—f*.

15950 16410 15934 15950

Ansicht. Abb. 4d. Schnitt *i—k*.

Abb. 4a bis d. Einzelheiten der Sektor (Fächer-) hallen. (Vergl. Grundriß Abb. 2.)

gezogen werden konnte. Den Staaten war bei dieser Anordnung die Möglichkeit gegeben, innerhalb der Gesamtausstellung ihre Sonderabteilung als geschlossene Einheit zur Darstellung zu bringen. Ein sehr repräsentativer Zugang war in der dem Park zugekehrten Wandelhalle vorhanden. Die im übrigen geschlossene Rückwand der Halle hatte in jedem Pfeilerfeld eine Eingangstür für einen Staat, die durch Wappen und Nationalflagge entsprechend gekennzeichnet wurde. Ein gleich wirkungsvoller Empfangsraum konnte in dem Innenraum des ursprünglichen Gebäudes geschaffen werden. An ihn gliederte sich dann im Anbau die eigentliche Ausstellung an mit einem Ausgang in der rückwärtigen Gebäudefront. Der Organismus des Baues ist also folgender:

Der innere Halbmesser des Rundbaues beträgt etwa 112,5 m bis zur ersten Pfeilerreihe. Durch die 6 m i. L. breite Durchfahrt quer durch die Mitte ist das Ganze in zwei gleiche und symmetrische Flügel geteilt. Jeder Flügel besteht aus vier Teilen: dem Rondellbau, den vorgelagerten Vorhallen 2 und 1 (Abb. 4), sowie den daranstoßenden Fächerhallen 1 bis 8 mit Nebenräumen (Abbild. 2). Da der Innenraum des ursprünglichen Gebäudes sein Licht durch hochliegende Fenster der rückwärtigen Außenwand bezieht, mußte der Anschluß des Anbaues zur Freihaltung dieser Fensterfläche durch Einschaltung eines niedrigen Zwischenbauteiles bewerkstelligt werden, dessen Dach für sich entwässert ist. In ihm konnten seitlich der Durchgänge vom Hauptbau zum Anbau die erforderlichen Nebenräume Platz finden, die ihre Belichtung durch Oberlicht und hohes Seitenlicht bekamen. Der in Stein ausgeführte Rondellbau hat ein 4,5 m breites Vordach, das von Steinpfeilern getragen wird. Gürtelartig legt sich an die Außenseite des Rondellbaues eine ebenfalls der Rundung folgende Vorhalle (Nr. 2) von 4,6 m Breite und 2,8 m Höhe an. Eine zweite vorgelagerte gleicherweise segmentartige Vorhalle (Nr. 1) ist um etwa 2,7 m höher als Halle 2 und hat eine Breite von 5,85 m. Gegen die bogenförmige Außenkante der Vorhalle 1 stoßen mit einer Giebelseite fächerartig je acht Hallen, die alle gleichen Hallen-Querschnitt haben, jedoch von verschiedener Länge sind, so daß sie mit der anderen Giebelseite gestaffelt gegeneinander vorspringen (Abb. 3). Den Zwischenraum der Fächerhallen 1 und der Rondellflügel füllt je ein Nebenraum.

Abb. 5. Binderkonstruktion.

Der ursprüngliche Rundbau war gleich den übrigen Neubauten im Ausstellungsgelände als Eisenbetonbau ausgeführt und erhielt wie sie eine Verkleidung von ausgesuchten Ziegelsteinen, die durch zweierlei leicht voneinander abweichende Oberflächenbehandlung und -färbung eine zarte Musterung in wagerechten Streifen zeigt. Der Anbau wurde nicht lediglich als Behelfsbau für die Pressa hergestellt, sondern in einer Ausführung, die gegebenenfalls späterhin auch eine anderweitige Verwendung gestattet. Hierzu schien Stahlfachwerk das Gegebene zu sein, wie denn überhaupt bei der Erweiterung der alten Messeanlagen, die ihrerseits in Eisenbeton ausgeführt sind, in weitestem Umfang Stahl als Baustoff zur Verwendung gekommen ist.[1])

Die Außenwände erhielten glatten weißen Verputz. Für die Belichtung des Innern bekam jeder Sektor in seiner Längsachse einen höher geführten Dachaufbau, durch den laternenartig hohes Seitenlicht einfällt. Der Dachaufbau schießt über die rückwärtige Stirnseite hinaus und setzt sich bis zum Fußboden als Glaseisenvorbau vor die Front (Abb. 2 u. 4b), wodurch einerseits der ganze Baukörper im Zusammenhang mit dem fächerartigen Divergieren der Sektoren eine stark ausgeprägte einheitliche Gliederung, jeder Sektor aber anderseits eine lebhafte Eigenbetonung erhält.

Vorarbeiten, Entwurf und oberste Bauleitung lagen in den Händen des Hochbauamtes der Sadt Köln; außer dem Schöpfer des Bauwerks, Stadtbaudirektor Adolf Abel, war Regierungsbaumeister Schulte-Frohlinde bei der Durchführung des Bauvorhabens besonders beteiligt. Die Lieferung und Aufstellung der in folgendem eingehend behandelten Stahlkonstruktionen erfolgte durch die Firma J. Pohlig A.-G., Köln-Zollstock, die Gesamtausführung des Staatenhauses durch die Firma Kloth A.-G., Köln.

Das Tragwerk der Vorhallen 1 und 2 sowie der vorgelagerten Fächerhallen ist in St 37 ausgeführt: Unter Berücksichtigung aller für eine ungünstige Beanspruchung der einzelnen Teile in Frage kommenden Belastungen, der Gewähr für einwandfreieste Ausführung, sowie der zuverlässigen Überwachung der Bauausführung wurde mit der Beanspruchung bis 1600 kg/cm² gegangen, die nach den amtlichen Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe vom 25. März 1925, Absatz B, 3b gestattet ist.

Vorhalle 2 von 4,6 m Breite und etwa 3,7 m lichter Höhe von Fußboden Oberkante hat radial verlaufende Dachunterzüge aus Walzträgern ⊤ NP 16, die nach der Außenseite mit etwas Gefälle verlegt sind. Der Abstand der Unterzüge beträgt etwa 3,1 m bezw. 6,1 m. Auf der Rondellseite sind sie auf einfachen Stützen gelagert, deren Kopf aus zwei ⊔-Profilen NP 10 gebildet ist. Sie haben einen Abstand von 70 mm und sind durch Bindebleche miteinander verbunden. Am anderen Ende sind die Unterzüge an den Dachstützen der Halle 2 aufgelagert. Die Pfetten ⊤ NP 8 bezw. 14 sind in die Unterzüge eingewechselt, so daß die Oberkanten miteinander bündig sind. Als Dacheindeckung ist Doppel-Teerpappdach auf Holzschalung und Holzsparren ausgeführt. In dieser Halle sind eine Anzahl kleiner Büros für die einzelnen Staaten unter-

[1]) Vergl. „Der Stahlbau" 1928, Heft 7: Pirlet, Der Turm der Kölner Messeanlagen.

gebracht, die durch leichte Wände mit Tür und Glaswand des Rondellbaues abgeschlossen sind.

Vorhalle 1 hat etwa 6,1 m Breite und etwa 5,3 m mittlere, lichte Höhe vom Fußboden. Als Tragkonstruktion des Daches dienen in Abständen von etwa 13,1 m radial verlegte Hauptdachträger aus zwei U-Profilen NP 16. Dieses Feld von 13,1 m ist in vier gleiche Teile zu je 3,3 m Abstand durch Zwischenträger I NP 16 unterteilt. Die Tragkonstruktion hat nach der Rondellseite zu etwas Gefälle und nimmt als Dacheindeckung wie bei Vorhalle 2 Doppel-Teerpappdach auf Holzschalung und Holzsparren auf. Einerseits sind die Träger an Konsolen der Fächerhallen-Stützen angeschlossen, anderseits lagern sie auf Stützen, die in etwa 6,4 m Abstand stehen und zuziehen. Die sich ergebenden Biegungsmomente werden in den Binder geleitet; sie erreichen am Kopf des Stiels ein Maximum und werden am Fuße Null. Die Halbbinder der äußeren Hallen bestehen ebenfalls aus einem Pfosten mit einem Kragarm. Wegen der anschließenden tiefer liegenden Seitenhallen kommen Kopfverstrebungen wie beim vorherigen einarmigen Binder aber nicht in Frage. Der Fuß mußte deshalb, ähnlich wie beim Hauptbinder, eingespannt werden. Zur Verringerung des Einspannmomentes wurde jedoch der Fuß nach innen biegungsfest ausgebildet. Die Verankerung besteht aus vier Stück $2^1/_2$″ Schrauben.

Über jeder Halle ist in der Mitte ein Laternen-Aufbau von etwa 4,5 m Breite angeordnet, der über die äußere Giebelwand um etwa 2,5 m vorragt und sich nach unten hin bis auf den Fußboden in einen Lichtschacht fortsetzt. Die Eckpfosten dieses Schachtes sind in Stahl ausgeführt und in den drei Wandflächen durch horizontale ⊤-Sprossen miteinander ver-

Abb. 6. Wand- und Stützenausbildung der Sektor (Fächer-) hallen.

aus zwei U-Profilen mit Verschnallung ausgeführt sind. Der jedesmal zwischen zwei Stützen liegende Dachunterzug NP 16 wird durch einen Kopfträger aus zwei U-Profilen NP 16 abgefangen, der zwischen zwei benachbarten Stützen vorgesehen ist. Diese U-Profile tragen gleichzeitig die 1,3 m breite vertikale Glaswand, die als Wandabschluß über dem Dach der Vorhalle 2 gegen Vorhalle 1 angeordnet ist. Als Verglasung ist Rohglas von etwa 500 mm Breite gewählt, das in bekannter Weise auf stählernen ⊤-Sprossen mittels Kitt und Stifte verlegt ist. Die Sprossen sind mit dem oberen und unteren Abschlußwinkel nicht etwa vernietet, sondern verschweißt.

Die fächerartigen acht Hallen der beiden Segment-Stücke (Abb. 4a bis d) haben gleichen Hallen-Querschnitt von etwa 15 m Stützweite, die Länge der Hallen ist verschieden. Die inneren Giebelseiten, also nach dem Rondell zu, liegen auf einer Kreislinie, während die äußeren Stirnseiten gegeneinander abgestuft sind. Halle 5 hat eine Länge von etwa 33,9 m, Halle 4 und 6 von 29,1 m, Halle 3 und 7 von 24 m, Halle 2 und 8 von 19,5 m und Halle 1 ist mit 14,7 m am kürzesten. An Halle 1 schließt sich noch ein Nebenraum bis zu den Seitenflügeln des Rondellbaues mit etwa 9,6 m Länge. Die Bedachung wird von Hallenbindern (Abb. 5) getragen, die aus einem Stiel bestehen, der sich in zwei Arme teilt (Bahnsteighallenbinder). Die Höhe über Fußboden bis Oberkante Binderstiel ist etwa 6,7 m. Der Stützenfuß unter Flur ist 500 mm hoch. Die unter 8° nach der Mitte zu geneigten Arme haben eine horizontale Reichweite von etwa 5,3 m. Der Binder ist aus Stehblech, Gurtwinkeln, Lamellen und Aussteifungswinkeln ausgeführt und der Stützenfuß, der zur Aufnahme des Einspannmomentes aus einseitiger Schneebelastung und aus den Windlasten mit vier Stück $1^1/_4$″ Fundamentanker versehen ist, ist durch Stoßbleche an den Pfosten angeschlossen. Am Kopfe verbindet ein Herzstück mittels Stoßbleche den Pfosten mit den Binderarmen, die sich nach den äußeren Enden hin verjüngen. Hier setzt sich die Laterne durch Portalbinder ohne Zugband auf. Diese haben eine Stützweite von etwa 4375 mm und eine gesamte Höhe von 2650 mm. Wie die Binder sind die Portale ebenfalls in bekannter Weise aus Stehblech und Gurtwinkeln ausgeführt. Der Abstand der Binder voneinander beträgt etwa 9,63 m und wird am Kopf der Binder in der Pfosten-Achse durch ⊤ NP 30 teilweise mit bezw. ohne Lamellen gehalten. Die Enden der Binderarme schließen an einen Blechträger von 450 mm Höhe an, der gleichzeitig die Glaswand der Laterne trägt. Zwischen diesem und dem vorerwähnten Unterzug sind Pfetten ⊤ NP 16 in Abständen von etwa 3,2 m angeordnet und mit Winkeln an den Stegen angeschlossen, so daß deren Oberkante etwas tiefer als die Oberkante der Unterzüge liegen. Bei der abgestuften Form der Hallen-Außenlinie ergibt sich, daß die Giebelwand der kleineren Halle in einen einseitigen Binder der etwas größeren übergehen muß. Dieser Binder ist ähnlich den Hauptbindern ausgeführt, jedoch mit dem Unterschied, daß er anstatt eines rechten und eines linken Armes nur einen einzigen Arm hat. Die auftretenden vertikalen und horizontalen Belastungen werden nicht durch Einspannung des Stützenfußes aufgenommen, sondern es ist in diesem Falle einfacher, die aus anderen Gründen eingebauten Wandverbände zum Tragen heran-

bunden, die zur Aufnahme der klaren Glasscheibe von etwa 500 bis 600 mm Breite dienen. Als Längssprossen sind ebenfalls ⊤-Profile verwandt. Auch diese Sprossen sind unter sich und mit den abschließenden Rahmenwinkeln durch Schweißen verbunden. Im unteren Teile des Glasvorbaues ist eine Türöffnung von etwa 2,1 m Breite und 2,7 m Höhe. Die vertikalen Längswände des Laternen-Aufbaues sind als Glasband von etwa 2,5 m Höhe, die durch eine horizontale Sprosse unterteilt ist, ausgeführt. Die Glaswände werden von den Blechträgern, die die Enden der Binderarme verbinden, getragen. Als Oberabschluß dient ein liegender U-Träger NP 18, das durch schmale ⊤-Profile Nr. 8 auf dem Unterzug der Glaswand abgestützt wird. Dieser U-Träger ist gleichzeitig Traufpfette des Laternen-Aufbaues. Die Sprossen sind mit den Rahmenwinkeln ebenfalls durch Schweißung verbunden. In jeder Glaswand des Laternen-Aufbaues befinden sich ein bezw. zwei bewegliche Lüftungsklappen, die um eine horizontale Achse drehbar gelagert sind und vom Fußboden

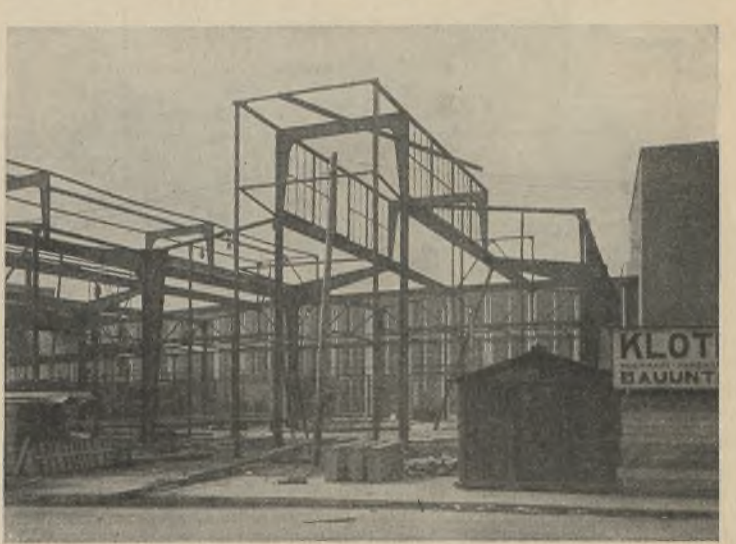
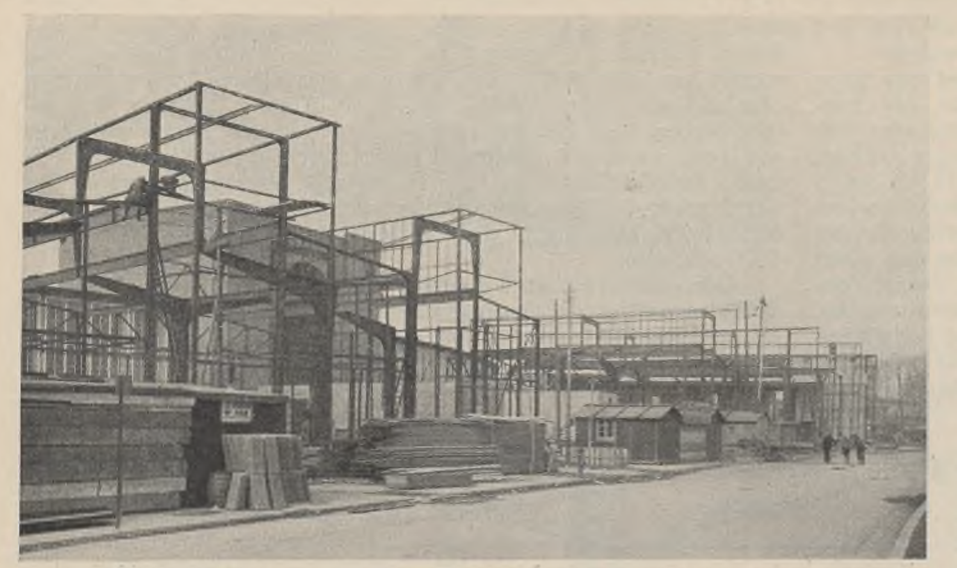


Abb. 7. Hallenbinder beim Zusammenbau.

aus mittels einer Zugvorrichtung geöffnet werden können. Als Firstpfette geht über die Portalbinder des Laternen-Aufbaues ein ⊤-Träger hinweg, der als Gerberbalken ausgeführt ist. Als Pfetten mit überragenden Enden sind ⊤ NP 18, als eingehängte Träger ⊤ NP 14 verwandt. Die Verbindung zwischen den fortlaufenden Trägern ist in bekannter Weise durch Laschen hergestellt, die an dem aufgelegten Träger angenietet sind und an dem eingehängten durch ein Loch verschraubt sind.

In den ersten Pfettenfeldern, die nach dem Rondell zu liegen, sind leichte Verbandeisen eingezogen, in den Dachflächen der Halle 5 sind ebenfalls Verbände vorgesehen. Auch die Dächer der Fächerhallen sind


Abb. 8. Blick auf das Stahltragwerk der Fächerhallen. (Vergl. Abb. 3.)

mit Teerpappe auf Holzschalung und Holzsparren eingedeckt. Die nach dem Rondellbau gelegenen Giebel dieser Hallen sind höher als die davorliegenden der Vorhalle 1. Als Abschluß und gleichzeitig zur Aufnahme der Dachlasten im Endfeld sind hier Fachwerkbinder aus ⊔ bezw. ⊤ NP 12 ausgeführt, die mit Schwemmsteinen ausgemauert und verputzt sind. Abb. 6 gibt im Grundriß eine Darstellung der Wand- und Stützenausbildung der Sektorhallen.

Durch die Gesamt-Anordnung des Rondellbaues mit den dahinterliegenden Vorhallen 2, 1 und Fächerhalle konnte eine günstige Aufteilung der Stände je nach dem Bedarf der ausstellenden Staaten erzielt werden, indem in radialer Richtung entweder in Binder- oder Hallenmitte-Achse oder quer zur Halle Längs- und Querwände errichtet wurden, so daß halbe, ganze oder $1^1/_2$ Hallen, die in sich vollständig abgeschlossen waren, entstanden. Der Zugang zu den einzelnen Staatenhallen erfolgt von der Seite des Rondellbaues als auch von dem Vorbau der Fächerhallen aus.

Die stählerne Tragkonstruktion der Räume bedeckt eine Bodenfläche von etwa 8500 m². Das Gesamtgewicht beträgt etwa 485 t, so daß auf 1 m² Bodenfläche 57 kg entfallen. Für die gesamte Konstruktion einschließlich Anfertigung der Zeichnungen, der Werkstattausführung und der Montage wurde der außerordentlich kurze Zeitraum von etwa $3^1/_2$ Monaten benötigt, während die übrigen Bauarbeiten mit der Vorbereitung und Aufstellung der Stahlkonstruktion Hand in Hand gingen und zum gleichen Endtermin fertiggestellt wurden. Abb. 6 gibt im Grundriß eine Darstellung der Wand- und Stützenausbildung der Sektorhallen. Abb. 7 u. 8 zeigen das in der Aufstellung begriffene Stahltragwerk in Ergänzung der konstruktiven Darstellungen Abb. 5 u. 6.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Flugzeughalle in Kiel-Voßbrook.

Von Oberingenieur **W. Schneider,** Kiel.

Von den letzten Bauten, welche die Brückenbauanstalt Gebrüder Andersen in Kiel-Hassee ausgeführt hat, sei die neue Flugzeughalle auf dem Flugplatz der Flughafenbetriebsgesellschaft in Kiel-Voßbrook einer kurzen Betrachtung unterzogen.

Die Gestaltung der Halle ist in ihrer Flächenausdehnung bedingt durch den vorhandenen Grundrißplan, welcher für die eigentliche Flugzeughalle einen Raum von 39,28 × 28 m vorsieht, an welchen sich über die ganze Länge der Halle an der der Torwand gegenüberliegenden Längswand ein Werkstattbau von 7 m Tiefe anschließt. Die lichte Toröffnung beträgt 35 × 8 m und wird abgeschlossen durch acht zweiflügelige Falttore. Eine Beschreibung dieser Tore erfolgt weiter unten.

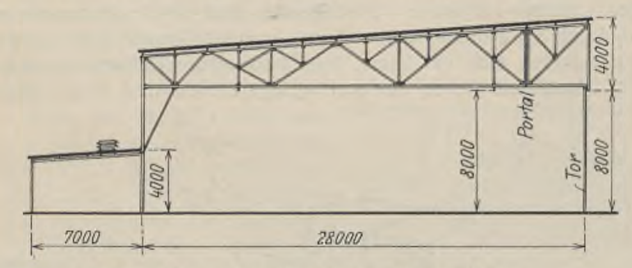


Abb. 1a. Querschnitt durch die Halle.

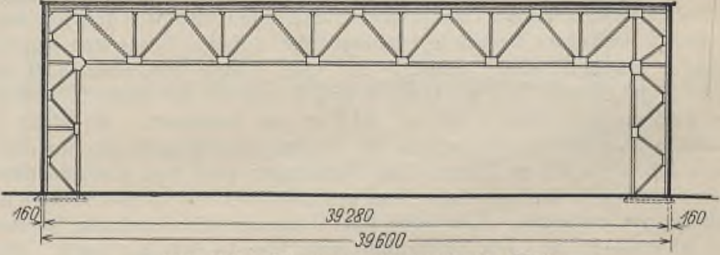


Abb. 1b. Längsschnitt durch die Halle.

Die Umfassungswände der ganzen Anlage, also der eigentlichen Flugzeughalle und des Werkstättenanbaues, bestehen aus Stahlfachwerk mit einer $^1/_2$ Stein starken Ausmauerung. Die Innenwände der Halle werden glatt verputzt, während die Außenwände einen 2 cm starken Putz erhalten. Über der Torwand ist ein 4 m hohes Lichtband in Kittverglasung vorgesehen, ebenfalls an der rückwärtigen Wand und im Werkstättenanbau, letzterer mit den erforderlichen Lüftungsflügeln. Das Dach der Flugzeughalle ist vollständig freitragend konstruiert. Die aus Tropenstrapazit bestehende Dacheindeckung mit aluminiumfarbigem Anstrich ruht auf eisenbewehrten Bimsbetonplatten von 9,5 cm Stärke, letztere mit einer Zwischenlage aus einem Estrichglattstrich. Die ganze Dachhaut wird wiederum getragen von stählernen Pfetten. Sie ruhen auf ebensolchen Bindern, von denen in der Flugzeughalle sechs Stück angeordnet sind und welche sich mit ihrem einen Ende auf die Wandstiele der Trennwand zwischen Halle und Werkstattanbau stützen und mit dem anderen Ende auf dem Portalrahmen ruhen, der eine lichte Öffnung von 35 × 8 m frei läßt und dort noch mit je einem Kragarm versehen ist, um auch den Teil der Halle zwischen Portal und Torwand zu überdecken. Bei der Werkstätte sind ebenso wie bei der Haupthalle sechs Binder vorgesehen, die jedoch im Gegensatz zu den Fachwerkbindern dieser Halle aus einfachen I-Trägern bestehen. Das Stahlgerippe der Wände besteht ebenfalls aus I-Profilen und ist derart konstruiert, daß es die hierauf entfallenden Dachlasten und die Winddrücke aufzunehmen und an die Fundamente bezw. an die Windverbände abzugeben vermag. Der Winddruck auf die Wände und das Dach wird durch Windträger, von denen der eine in der Halle im Binderuntergurt zwischen den beiden Mittelbindern angeordnet ist und der andere sich im Werkstättenanbau unmittelbar unter den Pfetten befindet, auf die entsprechend abgesteiften Fachwandscheiben bezw. auf den Portalrahmen übertragen. Dieser Rahmen mit einer lichten Stützweite von 35 m dient zur Aufnahme der Binderlasten und wie oben bereits angeführt, zur Auflagerung des Hauptwindträgers. Die Fachwerkkonstruktion des Rahmens ist derart ausgebildet, daß seine Stiele mit der Breite der geöffneten Torkonstruktion übereinstimmen und daher keinen Raumverlust bedingen. In der Flugzeughalle sind noch zwei Laufbahnen für je eine Laufkatze von 1 t Tragfähigkeit an den Dachbindern aufgehängt. Einzelheiten der Konstruktion sind aus den Abb. 1a u. b ersichtlich.

Bei Formgebung und Durchbildung ist darauf Bedacht genommen, daß eine zweite Halle unmittelbar an die bestehende angesetzt werden kann.

Das Falttor System Andersen ist in Abb. 2 dargestellt und besteht im vorliegenden Fall aus 16 einzelnen Torscheiben, welche paarweise durch Gelenke mit Kugellagern miteinander verbunden sind. Jede Scheibe hat eine ungefähre Breite von 2,2 m und 8 m Höhe und besteht aus kräftigen U-förmig gebogenen Blechrahmen von 4 mm Stärke mit Querriegeln, welche wiederum durch Knotenbleche mit dem Rahmen verbunden sind. Die Füllung besteht aus 2,5 cm starken, beiderseits gehobelten und gespundeten Bohlen aus nordischer Kiefer. Jedes Torpaar stützt sich unten an den Ecken mittels Drehzapfen auf zwei einrollige Wagen, deren Laufräder zur Vermeidung der störenden Reibung keinen Spurkranz erhalten. Dafür ist an jedem Wagen ein Horizontal-Rollenpaar angeordnet, welches die seitliche Führung übernimmt. Die Fahrschiene, auf welcher das ganze Torgewicht ruht, ist in einem gemauerten Torkanal versenkt gelagert und letzterer durch aufklappbare Abdeckplatten abgeschlossen. Diese sind geteilt, so daß ein auf die Mitte der Toröffnung

durchlaufender Schlitz von etwa 25 mm vorhanden ist, durch den die Stützbleche der Fahrwagen greifen. Die Abdeckplatten ruhen dabei ihrerseits auf dem Mauerbock des Fahrschienenkanals, anderseits auf durchlaufenden Profilträgern, welche sich wiederum auf den in den Kanal eingelassenen Querträgern, die gleichzeitig auch die Fahrschienen tragen, stützen. Durch diese Konstruktion ist erreicht, daß man ein Tor erhält, das sich unten stützt, daher die mißliche Aufhängung sowie die damit verbundene Belastung der Hallenkonstruktion vermeidet und gleichzeitig die über die Flurebene hinausragende, also hinderliche Fahrschiene nicht zeigt. Die Profilträger, welche die Abdeckplatten stützen, sind gleichzeitig auch Führungen für die unteren wagerechten Rollen, die an Stelle der Spurkränze treten und durch deren Anordnung der besondere Vorteil des Fortfalles der Spurkranzreibung erzielt wird. Bei der Abdeckung der Grube, welche nur den schmalen Längsschlitz aufweist, ist besonders hervorzuheben, daß dann der für den Verkehr lästige Einschnitt in dem Geländeflur vermieden wird. Die Fahrwagen, auf welchen sich die Torscheiben gelenkig abstützen, laufen nur in gerader Richtung. Die Faltung der Tore erfolgt durch Drehung der Torhälften um die Scharniere und Gelenklager der Fahrwagen. Die Konstruktion ist dabei folgende:

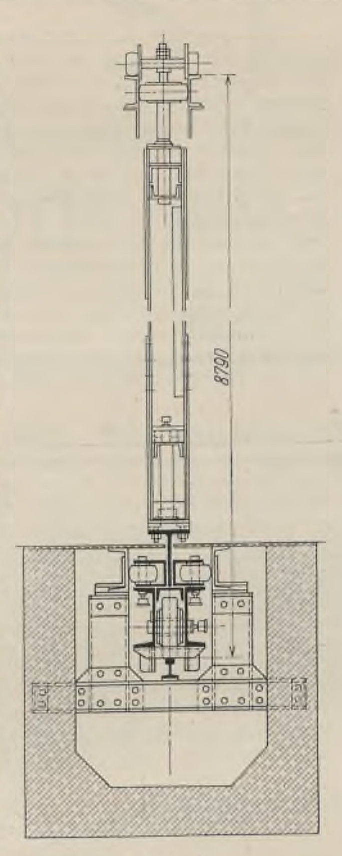
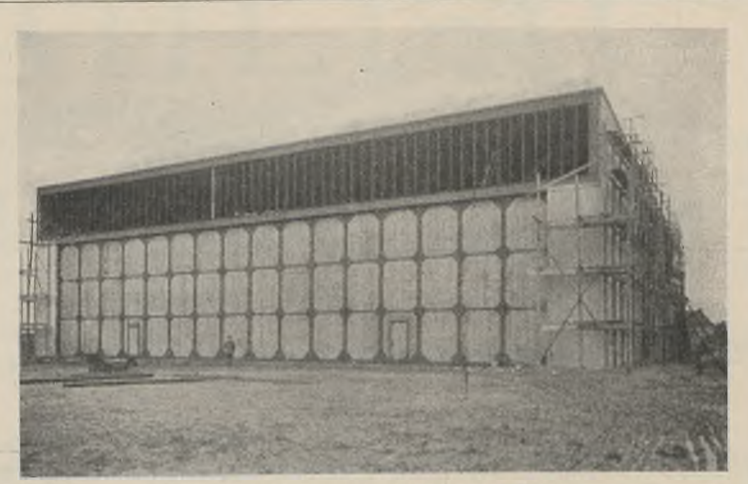


Abb. 2.
Führung der Torscheiben.

An den oberen äußeren Ecken jedes Torpaares sind wagerechte Rollen angebracht, welche sich in einer ebenfalls nur gerade laufenden Führung bewegen. Die Rollen sind dabei mit den Torscheiben so verbunden, daß diese um die Rollenachse schwenken können. Die Drehachsen des unteren Gelenklagers am Stützblech des Fahrwagens und die Rollenachsen fallen dabei zusammen. Über den Drehachsen der Scharniere, welche die Torscheiben verbinden, ist eine weitere wagerechte Rolle angebracht, welche verursacht, daß zwei zusammengekuppelte Torscheiben im geschlossenen Zustand in einer Ebene liegen.

In diesem Zustande ist das miteinander verbundene Torpaar außerdem nach unten an der Faltstelle verriegelt. Der Riegel wird dabei durch eine senkrechte Stange dargestellt, welche bis über das obere wagerechte Torrahmeneisen herausragt und sich mittels einer Rolle am Stangenkopf gegen eine obere Führung legt. Letztere bezweckt, den Riegel — welcher durch Federkraft hoch und an die Führung gedrückt wird — bis zu einer gewissen Stellung im Riegelloch zu halten und dadurch die Verriegelung zu bewirken.

Bei der ausgeführten Halle ist die Bewegung von je zwei zusammengekuppelten Torhälften durch Hand vorgesehen. Die Torpaare können auch nach unten gekuppelt werden, wodurch es dann möglich ist, die Paare des gesamten halben Torverschlusses auch auf einmal zu bewegen. Da nur rollende Bewegungen vorkommen und sämtliche Rollen auf Kugellagern laufen, ist der benötigte Kraftaufwand für die Betätigung beim Öffnen und Schließen der Tore äußerst gering und es genügen zur Bewegung der gekuppelten Tore einer Torhälfte zwei Mann. Die beschriebene Konstruktion ist so eingerichtet, daß die Bewegung auch mittels eines Windwerkes erfolgen kann, wobei ein über Rollen geleitetes Seil, an welchem die einzelnen Torpaare angeschlossen sind, in dem Fahrkanal untergebracht ist.


Abb. 3. Halle mit geschlossenen Toren.

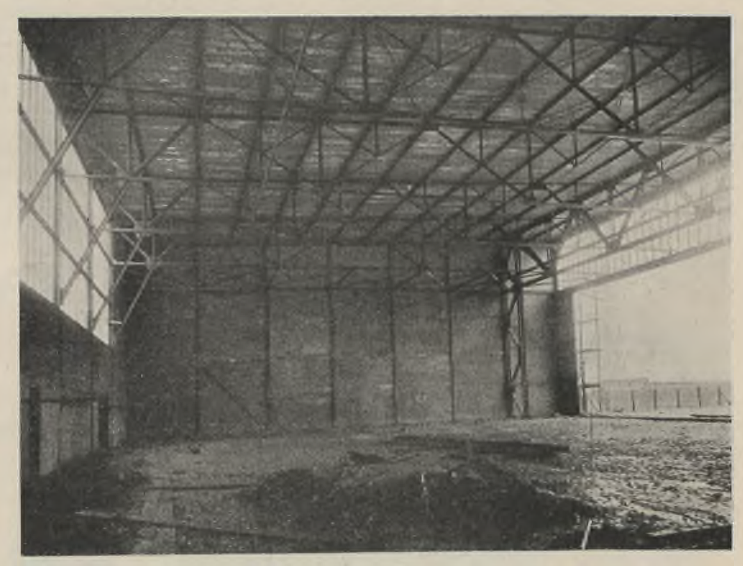

Abb. 4. Innenansicht.


Abb. 5. Halle mit offener Torwand.

Abb. 3 zeigt die Halle nach dem Einbauen der Tore im geschlossenen Zustand, Abb. 4 eine Innenansicht der Halle und Abb. 5 eine Schrägansicht gegen die offene Torwand vor dem Einbauen der Tore.

Verschiedenes.

Durch raumsperrende Traggerüste verbaute Räume. In Warenhäusern und Kaufläden spielt der ungeteilte und mit möglichst wenig Stützen durchsetzte Raum eine große Rolle. In den Entwurfszeichnungen, in denen die Architekten die Stützenquerschnitte und die Höhen der Deckenbalken und Unterzüge knapp halten, nehmen sich solche Räume sehr gut aus, die Wirklichkeit sieht dann freilich ganz anders aus, wenn der Bau in Eisenbeton ausgeführt worden ist. Der Eisenbetonunternehmer wählt die Stützenquerschnitte und Balkenhöhen nach dem Wirtschaftlichkeitsprinzip, d. h. im Interesse der Eisenersparnis möglichst groß: Von dem Raum, den der Architekt auf der Zeichnung geschaffen hat, bleibt dann in der Wirklichkeit nicht viel übrig: Er ist durch die wirtschaftlichen Querschnitte verbaut.

Ein Beispiel dafür, wie der ins Wirtschaftliche getriebene Eisenbetonbau Räume verbaut, bietet das vor kurzem eröffnete Kaufhaus der Deutschen Beamten-Warenversorgungs-G. m. b. H. in Essen, Huyssenallee. Die Deckenbalken und Unterzüge, die eine Spannweite von 7 m haben, sind 80 cm hoch. Dazu kommen noch die Vouten an den Umfassungswänden. An den Stützen und Unterzügen liegen die Vouten (Verbreiterung des Balkenquerschnitts zur Aufnahme der Querkraft) wagerecht — ein neuer Stil in der Innenarchitektur. Am wenigsten fallen die Stützen auf, da sie mit ihren respektablen Abmessungen zu dem Gebälk der Decke sehr gut passen.

Die Architektur ist eine raumbildende und keine raumverbauende Kunst und schließlich ist ein Warenhaus kein Kohlenturm. Den Architekten aber, die sich nicht in ähnlicher Weise der Wirtschaftlichkeit des Eisenbetonbaues ausliefern wollen, ist nur zu empfehlen, vor dem Einholen der Angebote und erst recht beim Vergeben der Aufträge die Stützenquerschnitte und Balken- bezw. Unterzughöhen, über die nicht hinausgegangen werden darf, genau festzulegen. Czech.

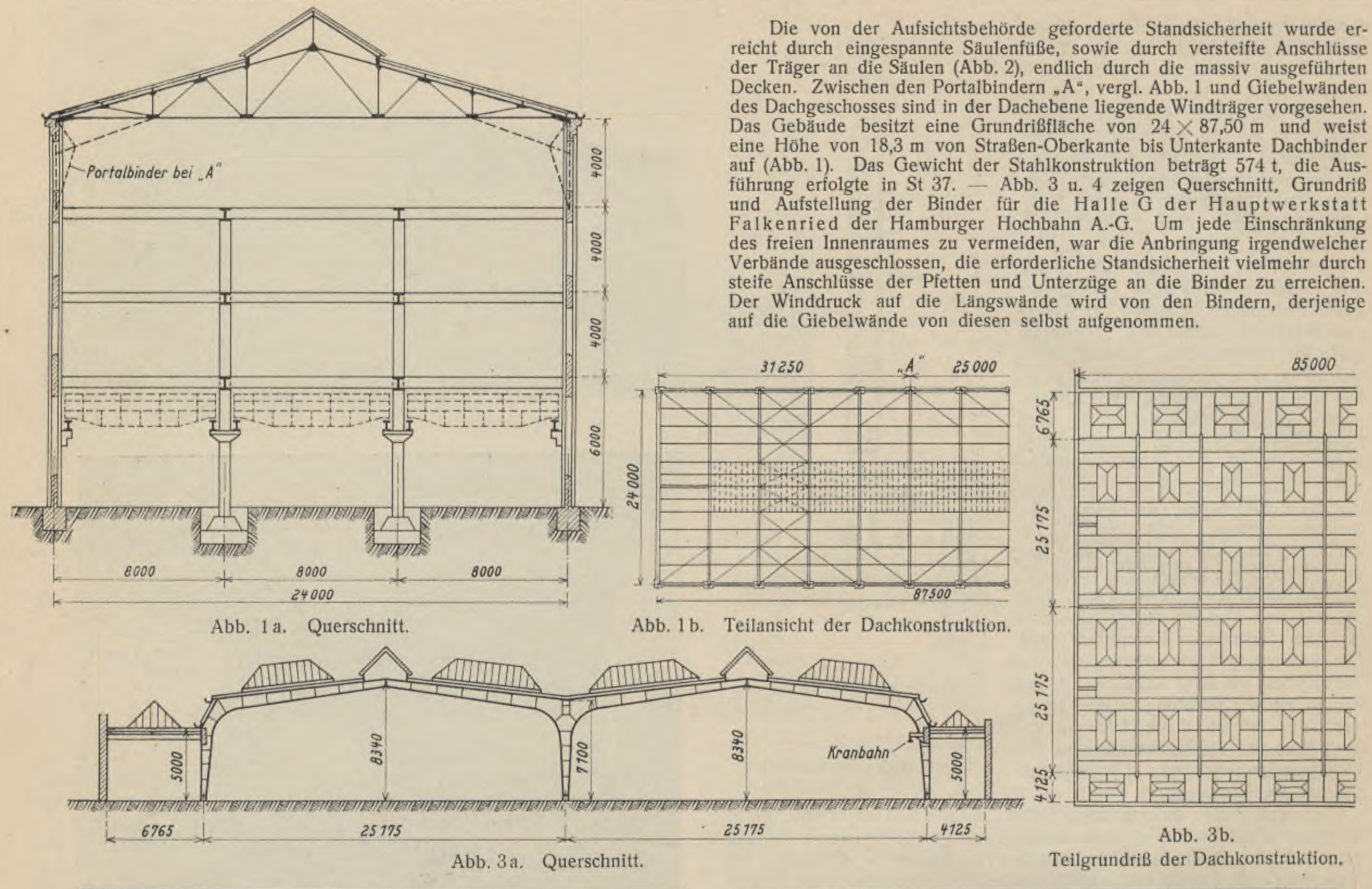


Abb. 1a. Querschnitt.

Abb. 1b. Teilansicht der Dachkonstruktion.

Abb. 3a. Querschnitt.

Abb. 3b. Teilgrundriß der Dachkonstruktion.



Abb. 2. Bauaufnahme.

Abb. 1 u. 2. Gebäude für Holzbearbeitung der Werft Blohm & Voß, Hamburg.

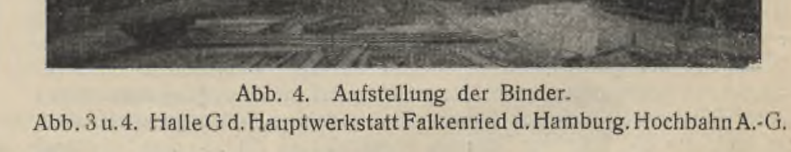


Abb. 4. Aufstellung der Binder.

Abb. 3 u. 4. Halle G d. Hauptwerkstatt Falkenried d. Hamburg. Hochbahn A.-G.

Neuere Stahlbauten der Firma H. C. E. Eggers & Co. in Hamburg. Als besonders typische Beispiele für den Stahlskelettbau und die Ausführung stählerner Hallenbauten sind im folgenden zwei von der H. C. E. Eggers & Co. G. m. b. H. in Hamburg erstellte Bauten beschrieben:

Abb. 1 u. 2 geben Querschnitt, Grundriß sowie eine Bauaufnahme der Stahlkonstruktion des für die Hamburger Werft Blohm & Voß aufgeführten Gebäudes für Holzbearbeitung wieder. Das Tragwerk besteht aus Stützen von ⊐⊏-Querschnitt mit dazwischenliegenden Unterzügen von etwa 6,20 m Länge zur Aufnahme der Deckenträger. Die Umfassungswände sind massiv und tragen ohne Verstärkung durch ein Stahlfachwerk die Auflager der Unterzüge und Deckenträger. Die Aufstellung erfolgte in einfachster Weise mit gewöhnlichen Standbäumen und erforderte eine Zeit von 12 Wochen. Da die Maurer bei dem Hochführen der Wände mit dem Errichten des Stahltragwerkes nicht Schritt halten konnten, wurden die Träger auf behelfsmäßige Wandstützen gelegt. Auch dieses Beispiel zeigt die Anpassungsfähigkeit des Stahlbaues an den Fortgang der übrigen Bauarbeiten und gestattet anderseits den Schluß, daß sich bei der Wahl eines tragenden Stahlfachwerkes auch für die Umfassungswände die Bauzeit jedenfalls hätte abkürzen lassen.

Die von der Aufsichtsbehörde geforderte Standsicherheit wurde erreicht durch eingespannte Säulenfüße, sowie durch versteifte Anschlüsse der Träger an die Säulen (Abb. 2), endlich durch die massiv ausgeführten Decken. Zwischen den Portalbindern „A", vergl. Abb. 1 und Giebelwänden des Dachgeschosses sind in der Dachebene liegende Windträger vorgesehen. Das Gebäude besitzt eine Grundrißfläche von 24 × 87,50 m und weist eine Höhe von 18,3 m von Straßen-Oberkante bis Unterkante Dachbinder auf (Abb. 1). Das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt 574 t, die Ausführung erfolgte in St 37. — Abb. 3 u. 4 zeigen Querschnitt, Grundriß und Aufstellung der Binder für die Halle G der Hauptwerkstatt Falkenried der Hamburger Hochbahn A.-G. Um jede Einschränkung des freien Innenraumes zu vermeiden, war die Anbringung irgendwelcher Verbände ausgeschlossen, die erforderliche Standsicherheit vielmehr durch steife Anschlüsse der Pfetten und Unterzüge an die Binder zu erreichen. Der Winddruck auf die Längswände wird von den Bindern, derjenige auf die Giebelwände von diesen selbst aufgenommen.

Das Aufstellen der Binder (Abb. 4) erfolgt mit Hilfe zweier Auslegerkrane: Die Hauptbinder wurden in drei Teilen am Boden zusammengebaut und zunächst mit je einem Kran ein seitlicher und ein mittlerer Teil aufgerichtet, alsdann mit dem entsprechenden Kran der zweite, seitliche Binderteil. Die Verbindung der Firstpunkte konnte mittels der dort vorgesehenen Gelenkbolzen schnell erfolgen. Alsdann wurden — über den jeweils zuletzt aufgestellten Binder rückwärts greifend — mit den Kranauslegern alle Dachträger, Unterzüge und Pfetten der Seiten- und Hauptschiffe hochgezogen und eingesetzt. Die gesamte Aufstellung erforderte etwa acht Wochen, das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion für das eine Grundfläche von 85,0 × 61,24 m bedeckende Bauwerk beträgt 260 t.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang | BERLIN, 8. Februar 1929 | Heft 3

Alle Rechte vorbehalten.

Ein neues Stahlhochhaus in Prag.

Von Dr.-Ing. **Franz Faltus**, Pilsen.

In der tschechoslowakischen Republik und insbesondere in der Hauptstadt Prag hat die Bautätigkeit in der letzten Zeit äußerst stark zugenommen. Die Bedürfnisse des jungen, aufstrebenden Staates haben eine Reihe großer Bauaufgaben zur Reife gebracht, und man trachtet in Prag rasch nachzuholen, was durch die Ungunst der früheren Jahre versäumt und was in der neuen politischen und wirtschaftlichen Stellung zur Notwendigkeit wurde. Es ist nicht übertrieben, wenn man Prag in diesem Jahre als einen einzigen großen Bauplatz bezeichnet hat.

Bis vor kurzem waren alle diese neuen Bankpaläste, Kauf- und Bureauhäuser eine Domäne des Eisenbetonrahmenbaues, der nur bei kleineren Verhältnissen vom Ziegelbau verdrängt wurde. Die Anwendung der Stahlskelettbauweise wurde in einigen wenigen Fällen wohl auch erwogen, doch erst in diesem Jahre kam es in Prag — und zwar gleichzeitig auf zwei Baustellen — zu Ausführungen nach dieser modernen Baumethode.[1]) Es scheint jedoch, daß hiermit der Bann der Vorurteile gebrochen wurde, und es ist zu erwarten, daß in der nächsten Bauperiode eine größere Reihe von Stahlskelettbauten zur Ausführung kommen wird.[2]) Das Interesse, das sich für die neue Bauweise zeigt, und die zahlreichen Anfragen bestätigen diese Erwartung.

Abb. 1. Grundriß.

Die schlechten Erfahrungen, die mit Eisenbetonbauten an verschiedenen Orten gemacht wurden, nicht zuletzt die sehr bedauernswerten Einsturzkatastrophen in Prag, Paris, Lausanne und Marseille sprechen in dem Wettbewerb zwischen Eisenbeton und Stahl naturgemäß auch mit. Der vollen Entwicklung stehen jedoch in der Tschechoslowakei die verhältnismäßig hohen Stahlpreise im Verein mit den unter der Weltparität liegenden Zementpreisen noch stark im Wege. Um wettbewerbfähig zu bleiben, muß in Stahl sparsam konstruiert werden, oft auch auf Kosten der einfachen Anarbeitung. Nach Möglichkeit ist auch von dem wirtschaftlichen Nutzen hochwertiger Stähle Gebrauch zu machen.

Nachstehend soll kurz über den Bau eines Bureauhauses für den Wirtschaftsverband tschechoslowakischer Baumwollspinnereien in Prag berichtet werden, das eins der beiden ersten in der Tschechoslowakei in Stahlskelettbauweise errichteten Hochhäuser ist.

Das Gebäude, das sich auf einer Grundfläche von 33,8 × 36,6 m erhebt, umfaßt in einem Vordertrakt acht Geschosse über der Erde und drei Kellergeschosse, insgesamt also elf Geschosse, wobei allerdings die Ausführung des achten Obergeschosses vorläufig auf einen späteren Zeitpunkt verschoben und nur bei der gesamten Planung berücksichtigt wurde. In einem rückwärtigen Trakt ist ein größerer Versammlungssaal untergebracht, der vollständig unter dem Straßenplanum liegt. Abb. 1 u. 2 zeigen den schematischen Grundriß bezw. Querschnitt des Stahlgerippes.

Die Deckenträger liegen in durchschnittlich 4,60 m Abstand und tragen eine Eisenbetonrippendecke mit ebener Untersicht, die sogenannte „Triplexdecke" der Gödinger Ziegelwerke, die mit Vorteil bis zu Spannweiten von 5 bis 6 m verwendet wird (Abb. 3). Das Eigengewicht der Decke einschließlich Ausgleichbeton, Xylolithestrich und Parkettboden beträgt für eine Nutzlast von 250 kg/m², die in den Obergeschossen durch-

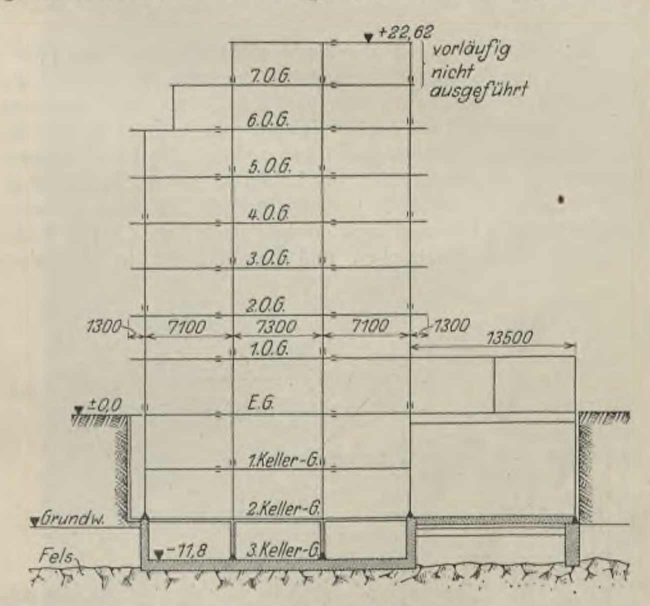


Abb. 2. Querschnitt.

weg angenommen wurde, 400 kg/m². Die Stahlunterzüge sind durch die zweiteiligen Stützen durchgeführt, als Durchlaufbalken über drei Stützen gerechnet und ausgeführt. Der Stoß der Träger liegt etwa an der Stelle des Momentenminimums und ist durch vernietete Laschen gedeckt. Die Stützen sind aus je zwei verlaschten Walzprofilen gebildet und in jedem zweiten Stock gestoßen; ihre Stöße sind in den einzelnen Geschossen

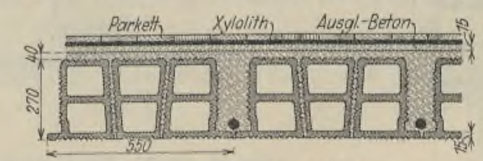


Abb. 3. „Triplex"-Decke.

gegeneinander versetzt, welche Austeilung sich zwanglos aus der verschiedenen Höhenlage der Fundamente für Innen- und Außenstützen ergab. Die Außenstützen stehen auf dem Rande einer Eisenbetonwanne, die als Schutz gegen das Grundwasser errichtet werden mußte. Als Baumaterial für die Haupttragglieder — Säulen und Unterzüge — wurde Siliziumbaustahl verwendet.

Die Ausmauerung der Außen- und Zwischenwände erfolgte mit 25 cm starken Isostone-Leichtsteinen. Diese Isostone-Hohlsteine bestehen in der Hauptsache aus unter hochgespanntem Wasserdampf erhärtetem Kieselgur-Zementmörtel. Sie vereinigen großes Isolationsvermögen mit kleinem Gewicht. Eine 25-cm-Isostonewand entspricht in bezug auf Wärmeleitfähigkeit einer 52 cm starken Vollziegelmauer und wiegt 90 kg/m². Die

[1]) Siehe die Notizen „Ein neues Stahlhochhaus in Prag". „Stahlbau" 1928, Heft 3 u. 6.

[2]) Ein weiteres Stahlhochhaus ist derzeit in Mährisch-Ostrau im Bau. Ausführung: Brückenbauanstalt der Vitkovicer Gewerkschaft. Das Wärmekraftwerk und Fernheizwerk, das im kommenden Frühjahr in Brünn zur Ausführung gelangt, wird als Stahlrahmentragwerk errichtet werden. Der Entwurf der Stahlbauten wurde den Škodawerken übertragen.

Tafel 1. Ergebnis der Zerreißversuche.

Probekörper	Versuch Nr.	Material	Abmessungen mm a	b	c	Last an der „Fließgrenze" kg	Bruchlast P kg	σ_1 kg/cm²	σ_2 kg/cm²	σ_3 kg/cm²
	I	St Si	60	9,6	9,0	—	23 000	1920	3020	3990
	II	„	61	9,5	11,5	—	27 000	2210	**2730**	4650
	III	„	62	9,7	8,0	—	22 000	1770	3130	3660
	IV	Norm. Baustahl	61	9,6	8,5	19 000	21 500	1760	2930	3660
	V	„	62,8	9,5	8,0	17 000	**20 000**	**1600**	2830	**3350**
	VI	„	61	9,5	8,0	15 000	21 000	1720	3050	3620

Anmerkungen:

$\sigma_1 = \frac{P}{2a}$ Festigkeit der Schweißnaht/1 cm

$\sigma_2 = \frac{P}{2ac} \cdot 1{,}414$ Festigkeit der Schweißnaht/cm²

$\sigma_3 = \frac{P}{ab}$ Beanspruchung des Zugstabes

Festigkeit des Mauerwerks ist allerdings nicht derartig, daß ihm auch die Übertragung der Windkräfte aufgebürdet werden könnte. Es wurden daher in beiden Giebelwänden Windverbände ausgeführt, während zur Aufnahme von Windangriff auf die Schmalseiten des Hauses die vier Säulenreihen durch steif angeschlossene Riegel zu vier Stockwerkrahmen vereinigt wurden. Diese Horizontalriegel haben außer den Windkräften nur die geringe Belastung durch die Leichtsteinwände zu übernehmen. Die Ausbildung der steifen Eckanschlüsse erfolgte nach Abb. 4. Die Eckbleche wurden mit den Anschlußlaschen und den Trägern in der Werkstatt

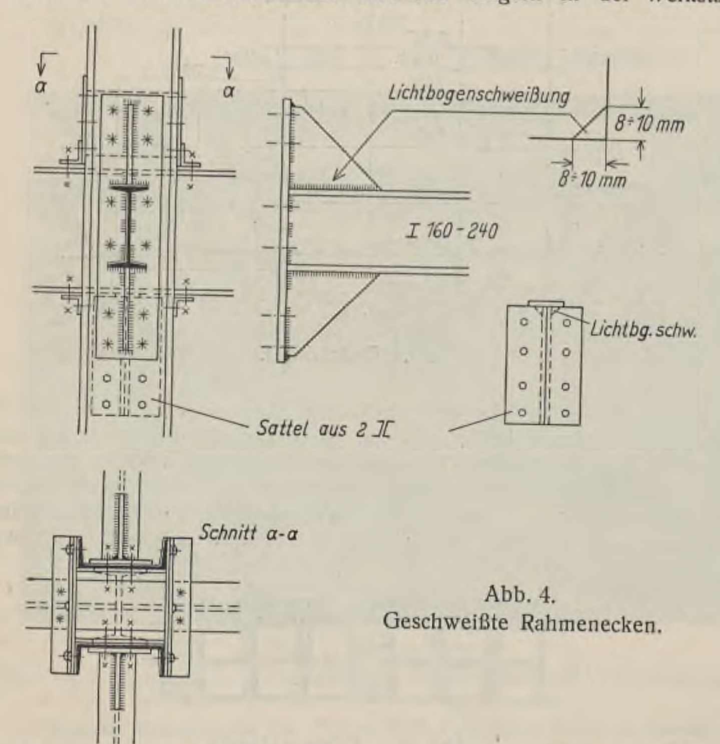


Abb. 4.
Geschweißte Rahmenecken.

mittels elektrischer Lichtbogenschweißung verbunden. Zu dieser jedenfalls einfachen und billigen Anordnung konnte um so eher gegriffen werden, als die Škodawerke über eine reiche Erfahrung in elektrischer Schweißung und über einen Bestand gutgeschulter Elektroschweißer verfügen. Die Arbeiten in der Schweißwerkstätte werden laufend geprüft, für den angeführten Zweck wurde jedoch noch eine besondere Serie von Proben durchgeführt.

Die Probestücke wurden so gebaut, daß die Schweißnaht bei der Probe ungefähr denselben Kräften unterworfen wurde wie im fertigen Bauteil. In der Tafel 1 ist der Probekörper dargestellt. Von den sechs Probestücken wurden drei in Siliziumstahl und drei in normalem Baustahl hergestellt. Die Versuchsergebnisse lieferten jedoch keinen Unterschied der beiden Ausführungsarten.

Die Abmessungen der Probekörper und die Stärke der Schweißnaht wurden mit Absicht so gewählt, daß der Bruch in der Schweiße zu erwarten war. Die Bruchlasten sind in der Tabelle zusammengestellt. Dem Bruche ging — verschieden stark ausgeprägt — jeweils ein Stillstand der Lastzunahme bei wachsenden Dehnungen voraus. Dieser Fließvorgang fiel zusammen mit einem auffallenden Abblättern des Zunders der Anschlußplatte, was darauf hinweist, daß die Dehnungen auf das Überschreiten der Fließgrenze in der auf Biegung beanspruchten Platte zurückzuführen ist. In der Tat erhalten wir für die Last an der Fließgrenze im gefährdeten Querschnitt aus

$$M = \frac{P\,(10 - b - 2c)}{4} = 34\,800 \text{ kg/cm (Probe IV)}$$

eine Inanspruchnahme von $\sigma = 3290$ kg/cm², wenn wir den ganzen Plattenquerschnitt von 160/20 als mitwirkend annehmen.

Trotz der durch die Biegung der Platte hervorgerufenen ungünstigen Beanspruchung der Schweißnaht wies diese im ungünstigsten Falle eine Festigkeit von 1600 kg/cm² auf, was einer kleinsten Vergleichsfestigkeit in einem anderen Falle der Schweiße selbst von etwa 2730 kg/cm² entspricht. In der statischen Berechnung konnte gegenüber diesen Minimalwerten eine mehr als sechsfache Sicherheit nachgewiesen werden.

Von elektrischer Schweißung wurde überdies auch noch bei anderen untergeordneten Einzelheiten der Ausführung Gebrauch gemacht.

Wie schon erwähnt, wurde für die Haupttragteile, Säulen und Deckenträger, Siliziumbaustahl verwendet, der — ein Erzeugnis der Vitkovicer Bergbau- und Eisenhütten-Gewerkschaft — nach den „Vorläufigen Bestimmungen für die Lieferung von Siliziumbaustahl" der Deutschen Reichsbahn abgenommen wurde. Die durch Werkatteste der Vitkovicer Gewerkschaft belegten Gütezahlen sind in der Tafel 2 zusammengefaßt.

Der statischen Berechnung wurde der noch nicht endgültige Entwurf des tschechischen Normenausschusses für Vorschriften über Entwurf und Berechnung von Hochbauausführungen zugrunde gelegt. Er sieht für Stahl normaler Handelsgüte eine zulässige Inanspruchnahme auf Zug und Biegung von 1200 kg/cm² ohne Berücksichtigung des Winddruckes, von 1400 kg/m² einschließlich Windbelastung vor. Die entsprechenden Werte für Niete sind:

Abscherung 850 kg/cm² ohne, 1000 kg/cm² mit Wind,
Lochwanddruck 1800 kg/cm² bzw. 2100 kg/cm².

Für Stahl St 48 bezw. Siliziumstahl können obige Werte um 30 bezw. 50 % erhöht werden. Bei diesem Bau wurde allerdings nur mit einer Erhöhung von 40 % gemäß einer vorläufigen Sonderbestimmung gerechnet. Die Windbelastung des Gebäudes wurde nach der Norm mit 150 kg/m² in Höhen über 20 m angenommen. Von der Höhe 20 m ermäßigt sich der Winddruck linear bis auf 75 kg/m² bei 0 m.

Die Gründung des Stahltragwerks erfolgte auf gewachsenem Fels, der in geringer Tiefe unter der Kellersohle angetroffen wurde. Der Aushub der tiefen Baugrube gestaltete sich allerdings schwierig und war nicht ungefährlich, da sich die über dem Felsen befindliche mächtige Sand- und Schotterschicht als sehr wenig standfest und bei geringster Durchnässung zu Rutschungen neigend erwies. Dies verzögerte die

Tafel 2. Gütezahlen des verwendeten Si-Baustahles.

Nr.	Material	Zahl der Proben	σ_S kg/mm²			σ_B kg/mm²			Dehnung ‖ zur Walzrichtung %			Dehnung ⊥ zur Walzrichtung %		
			max.	min.	Mittel	max.	min.	Mittel	max.	min.	Mittel	max.	min.	Mittel
1	Breitstahl	15	43,1	36,1	38,8	63,1	53,7	57,8	25,0	20,0	22,7	20,0	18,5	19,2
2	Bleche (10 u. 15 mm)	12	41,4	36,7	38,6	63,2	50,5	56,4	27,5	20,0	23,8	21,0	18,5	19,6
3	⊏-Stahl	9	44,4	37,7	41,9	64,6	54,5	60,3	25,0	21,5	23,5	—	—	—
4	Träger I 240—I 400	12	43,6	38,3	41,4	64,1	57,1	61,0	24,0	21,0	22,6	22,0	19,0	20,5
5	Mittel	49	—	—	40,0	—	—	58,9	—	—	23,1	—	—	19,6

Gründung, auch war die notwendige dichte Verspreizung der Baugrube der Aufstellung des Stahltragwerks stark hinderlich. Die Aufstellung erfolgte mit Hilfe eines kleinen Derrick-Spezialkranes, der für den Zusammenbau der unteren Stockwerke auf einem Holzgerüst in der Höhe der Mezzanindecke befestigt war. Nach Erreichen dieser Höhe wurde der Kran, der mit 13 m Auslegerweite fast die ganze Baustelle bestrich, auf den Stahl-Deckenträgern festgeschraubt und mit dem Fortschritt der Montage jeweils um je zwei Stockwerke hochgezogen. In Abb. 5 sehen wir den Kran auf dem Turmgerüst, in Abb. 6 den Kran in seiner letzten Stellung. In dieser Abbildung sind auch deutlich die Einzelheiten der Konstruktion und besonders der Windverband in der Giebelwand zu sehen. Die Dauer der Aufstellung wurde durch die geschilderten Schwierigkeiten ungünstig beeinflußt. Nach dem Verlauf derselben in den oberen Geschossen und den gemachten Erfahrungen läßt sich jedoch schließen, daß unter normalen Umständen der Zusammenbau mit derselben Belegschaft und denselben Einrichtungen in etwa fünf Wochen glatt hätte erledigt werden können.



Abb. 5. Derrick-Spezialkran.

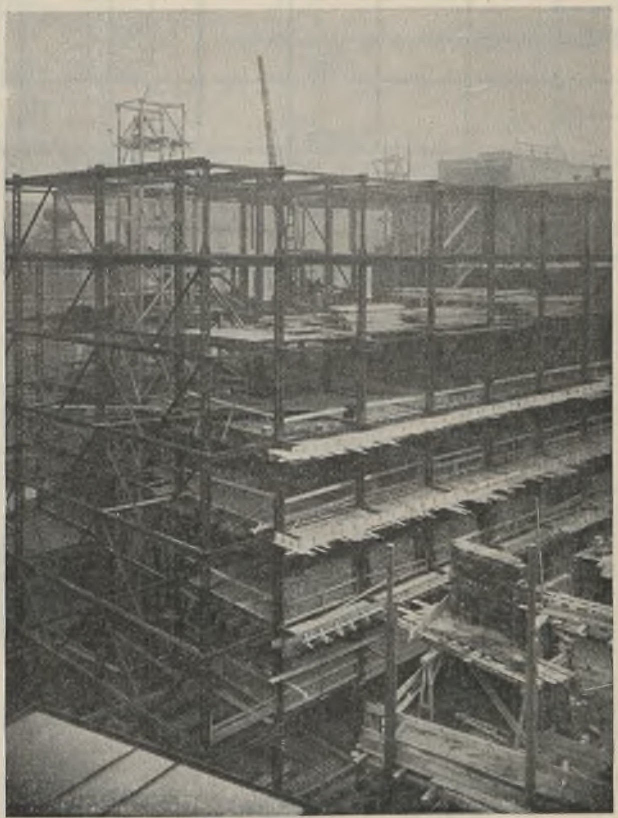


Abb. 6. Fertiges Stahlgerippe.

Der Entwurf des Gebäudes stammt von dem bekannten Prager Architekten Zivilingenieur Max Spielmann, die Bauausführung lag in den Händen der Bauunternehmung N. Rella & Neffe A.-G. in Prag, während Entwurf und Ausführung der Stahlkonstruktion der Brückenbauanstalt der Aktiengesellschaft vorm. Škodawerke in Pilsen oblag. Es ist von Wichtigkeit festzustellen, daß der Stahlskelettbau in scharfem Wettbewerb mit dem Eisenbetonrahmenbau erstanden ist und daß sich der Bauherr erst auf Grund eines Gutachtens eines auch in der Tschechoslowakei bestbekannten Fachmannes, wie Geheimrat Professor Dr.-Ing. S. Müller, Berlin-Charlottenburg, für die Ausführung in moderner Stahlbauweise entschied.

Der Bau hat in Prag lebhafte Aufmerksamkeit hervorgerufen und zur Anerkennung der Vorteile des Stahlbaues beigetragen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Flugzeughallen Nietleben und Schkeuditz bei Halle.

Von Regierungsbaurat i. R. **Richard Reuter**, Halle an der Saale.

Trotz des Deutschland seit 1919 in steigendem Maße beherrschenden wirtschaftlichen Druckes sah sich gegen das Jahr 1924 die Verwaltung von Halle genötigt, den Anschluß ihrer Stadt an das sich allmählich verdichtende Luftverkehrsnetz Deutschlands zu bewirken, und trat zu diesem Zweck mit den zuständigen Berliner Stellen in Verbindung.

Für die Verwirklichung dieser Absichten war — wie in der 1927 erschienenen Druckschrift über das hallische Flugwesen betont wird — der Besitz eines Flugplatzes Voraussetzung, und da Eile geboten schien, wählte die Stadt hierfür das ihr bereits gehörende Gelände bei Nietleben. Der Bau einer Flugzeughalle nebst Verwaltungsbaracke sowie die Planierung des Platzes wurde so schnell gefördert, daß während der Flugperioden 1925/26 der regelmäßige Luftverkehr ohne Unterbrechung aufrechterhalten werden konnte. Die für das Jahr 1925 auf dem Luftwege von Halle aus erreichbaren Städte waren Berlin, Leipzig, Erfurt, Frankfurt, Stuttgart und Dortmund, zu denen 1926 noch Breslau, Dresden, München, Magdeburg und Hamburg hinzukamen.

Die ganz außergewöhnlichen Fortschritte der Flugtechnik in der folgenden Zeit und die in Verbindung damit gewonnenen neuen Erfahrungen auch auf organisatorischem Gebiet führten dazu, daß Halle nunmehr Schkeuditz — als den Mittelpunkt zwischen seinen Nachbarstädten Leipzig, Merseburg (Leuna) und Bitterfeld — zum Flugplatz wählte. Schon im November 1926 begannen nach dem Ankauf des etwa 500 Morgen großen Geländes die ersten Arbeiten. Der neue Flughafen liegt am Nordrand der etwa 8000 Einwohner zählenden Stadt Schkeuditz nördlich

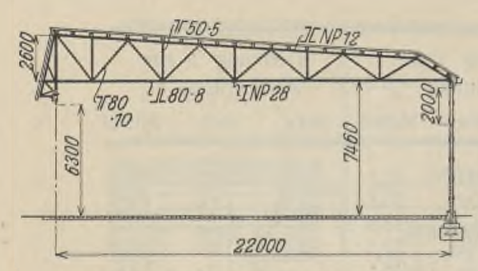


Abb. 1a. Hallenbinder (Schnitt *a—b*).

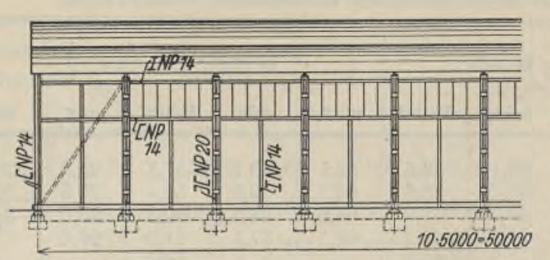


Abb. 1c. Ansicht der hinteren Längswand.

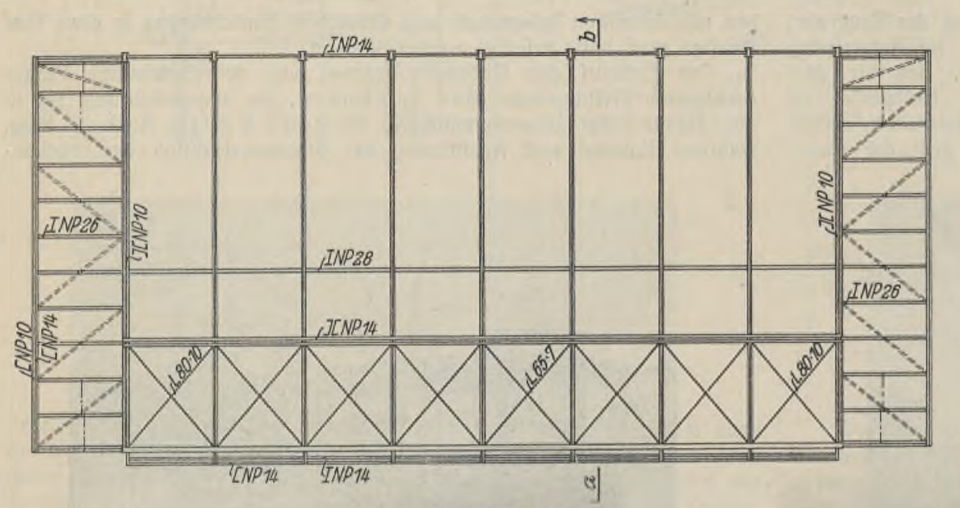


Abb. 1b. Grundriß.

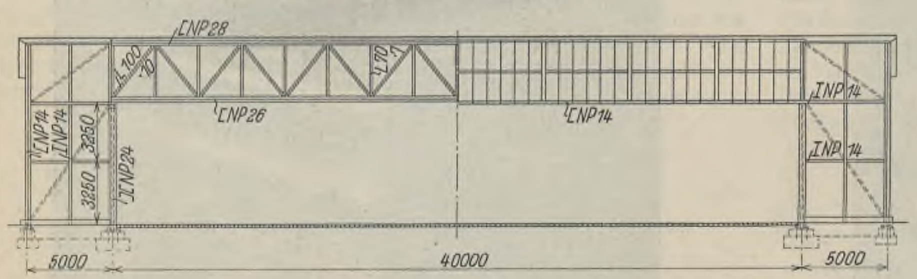


Abb. 1d. Torbinder.

der Elster, etwa 20 km von Halle und 15 km von Leipzig entfernt. Er dürfte dem Entwurf seiner Gesamtanlage nach der zurzeit modernste und wohl auch größte Flughafen Deutschlands werden. Der von Professor Thiersch entworfene Plan (Abb. 3) zeigt auf den Flügeln zwei quadratische Flugzeughallen, die durch ein großes Verwaltungsgebäude verbunden sein sollen. Vor diesem springt ein betonierter 30 m breiter und teilweise überdachter Flugsteig 130 m in das Fluggelände hinein, um eintreffenden Fluggästen Schutz vor Witterung zu bieten.

Von dieser Gesamtanlage steht neben der 46 000 l fassenden, unterirdischen Tankanlage heute der vordere, nach dem Flugfeld zu gelegene Teil der östlichen Halle: Bevor auf ihre Beschreibung eingegangen wird, sei zunächst auf ihre Vorläuferin, die Flugzeughalle in Nietleben, verwiesen, welche im Frühjahr 1925, ebenso wie jene von der Firma Reuter & Straube in Halle erbaut worden ist. Diese Firma hatte bereits im Jahre 1916 für den Militärflugplatz der Fea 14 in Halle a. d. S. mehrere Flugzeugschuppen und Werfträume erbaut, welche inzwischen durch den Zwangsfrieden dem Abbruch verfielen und durch die fortschreitende Entwicklung der Flugzeuge hinsichtlich der Abmessungen weit überholt worden sind.

Die Flugzeughalle in Nietleben hat eine Breite von 50 m, eine Tiefe von 22 m und eine Gesamthöhe von 10,3 m. Die lichte Toröffnung beträgt 39,7 × 6,3 m. Die Dachhaut besteht aus Doppelpappdach auf Schalung und Sparren. In den beiden Schulterbauten von 5 × 22 m Grundfläche hat die Halle kleine Werkstättenanlagen und Betriebsräume. Die Haupthalle wird durch eine Glasschürze von 3,8 × 40 m auf Frontseite und rückseitig durch ein Lichtband von 2 × 40 m erhellt (Abb. 1 u. 2). Eine Laufkatze von 2 t Nutzlast mit durchgehender Laufbahn ist im Abstand von 10 m vom Torträger vorhanden. Die Schiebetore, Bauart Breest & Co., nach beiden Seiten öffnend, haben 16 Flügel von je 2,5 m Breite. Das Gesamtgewicht der Lieferung betrug 88,2 t.

Heute dient diese Flughalle vorwiegend nur noch der Sportfliegerei.



Abb. 2. Bauaufnahme.

Abb. 1 u. 2. Flugzeughalle Nietleben.

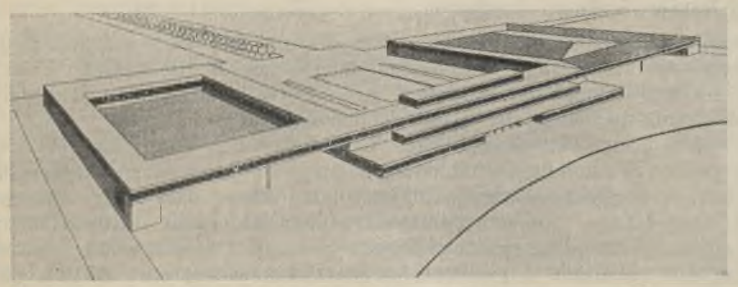


Abb. 3. Flughafen Leipzig - Schkeuditz. Modell Professor Thiersch.

Die Flugzeughalle auf dem Flughafen Halle/Leipzig bei Schkeuditz ist als Doppelhalle mit zwei seitlichen Anbauten in einer Frontbreite von 150 m i. L. entsprechend 15 + 60,48 + 60,48 + 15 = 150,96 m Stützenentfernung errichtet.

Die Tiefe beträgt 30 m und die Durchfahrthöhe 10 m i. L. Als Tragwerk für die Toröffnungen dienen zwei Gitterträger (Abb. 4a) von 4,79 m Systemhöhe und 60,33 m Systemlänge. Sie stützen sich auf eine als Gitterfachwerk ausgebildete, 11,082 m hohe und 3,58 m tiefe Mittelsäule, und zwar auf deren inneren Stiel und seitlich auf je eine kastenförmig ausgebildete Säule.

Von diesen Gitterträgern liegen in 3,15 m Abstand die Torschürzenträger (vergl. Grundriß Abb. 5), welche gleichzeitig die obere Torführung aufnehmen. Die 17 Dachbinder (Abb. 5 u. 6) des Pultdaches der beiden Hallen haben eine Systemhöhe von 4,888 m bezw. 3 m, der Mittelbinder ist besonders versteift. Der wagerechte Windverband von 6 m Breite liegt hinter den Torgitterträgern und bildet gleichzeitig die Laufbahn eines Elektrozuges für 2 t Nutzlast parallel zu den Torträgern. Eine zweite Katzenfahrbahn für gleiche Nutzlast ist in 9,15 m Abstand vor der Rückwand (Abb. 4b) an den Bindern angeordnet. Die vier Zwischenbinder jedes der seitlichen 16 m hohen Anbauten sind ebenfalls für Pultdächer mit rückwärtiger Entwässerung ausgebildet.

In den Schulterstücken der Flugzeughalle sind zunächst die Torkammern (Abb. 5) von 6,93 m Breite und 3,28 m Tiefe, Schalträume für den elektrischen Antrieb der Falttore, Werkstatträume und Garagen untergebracht. Die Belichtung der Haupthalle durch Fensterflächen ist reichlich, rd. 26,6 % der Bodenfläche; ein 3,97 m hohes, kittloses Glasband nimmt die ganze Frontbreite über den Toröffnungen ein; in der Rückwand ist ein 4,01 m hohes Glasband in ganzer Hallenbreite angeordnet. In den Seitenwänden sind je Glasbänder von 3,97 bezw. 4,635 m Höhe oben und darunter eine Glasfläche von 7,985 m Höhe und 18 m Breite vorgesehen worden. Die Dachhaut besteht aus einer Zomak-Decke mit doppeltem Asphaltpappenbelag.

Die unterirdisch im rückwärtigen Teil der Flugzeughalle untergebrachte Heizanlage von 450 m^2 Heizfläche hat sich in den strengen Wintertagen

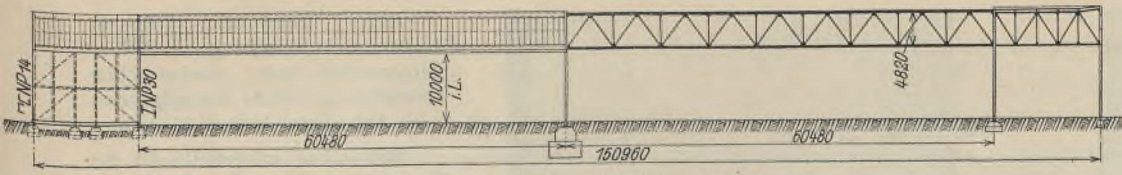


Abb. 4a. Vorderansicht (Schnitt *c—d*).

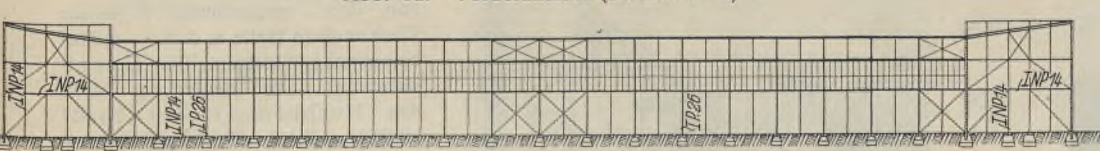


Abb. 4b. Hintere Längswand (Schnitt *a—b*).

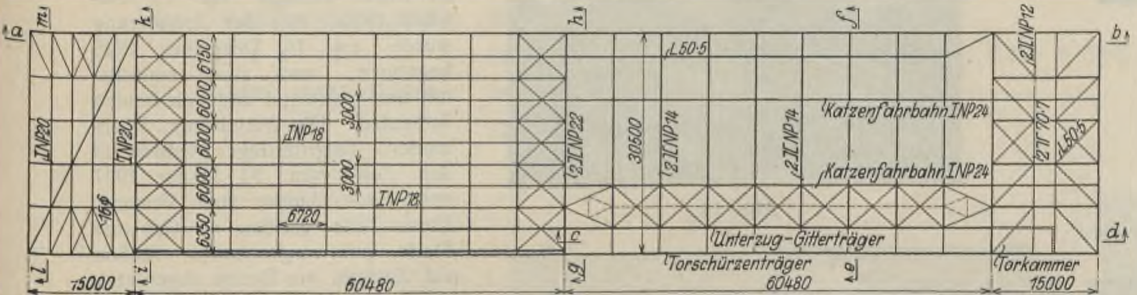


Abb. 5. Dachgrundriß

in der Obergurtebene. in der Untergurtebene.

Abb. 4 bis 6. Einzelheiten der Wand-, Stützen- und Binderausbildung.

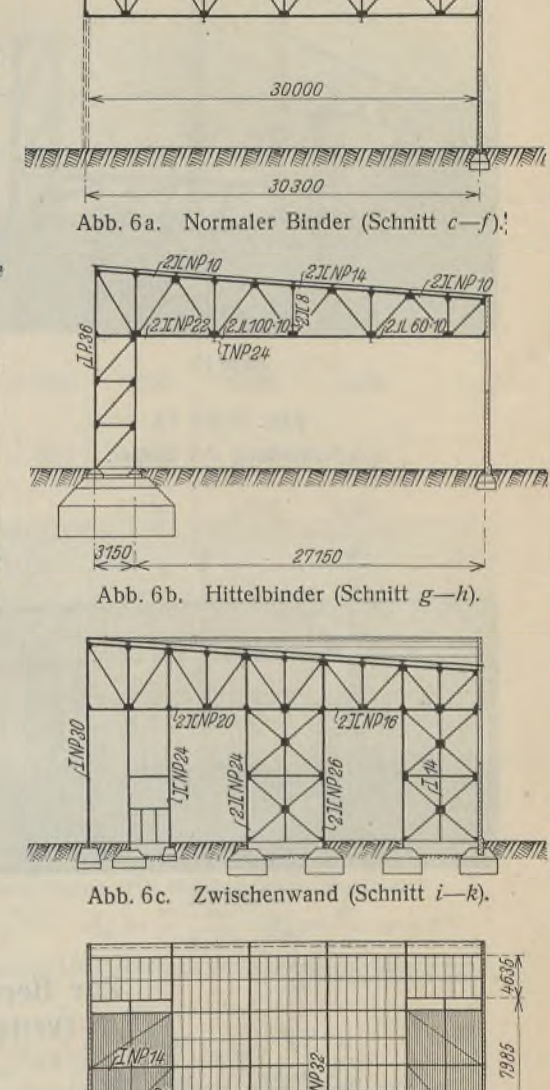


Abb. 6a. Normaler Binder (Schnitt *c—f*).

Abb. 6b. Mittelbinder (Schnitt *g—h*).

Abb. 6c. Zwischenwand (Schnitt *i—k*).

Abb. 6d. Giebelwand (Schnitt *l—m*).


Abb. 7. Vorderansicht.


Abb. 9. Innenansicht.


Abb. 8. Seitenansicht.

von 1927 als ausreichend erwiesen, sie versorgt gleichzeitig noch das provisorisch errichtete Verwaltungsgebäude und das Abfertigungsgebäude von 55 m Länge, 8 m Höhe und 15 m Tiefe, sowie einige Nebenanlagen. Die Schiebe-Falttore nach System „Hirsch“ sind elektrisch angetrieben und für Handbetrieb im Notfall eingerichtet. Die 60 Torflügel haben je 2 m Breite, 30 mm Holzschalung.

Durch den Anstrich ist das stählerne Tragwerk besonders hervorgehoben. Das Gesamtgewicht der von der Firma Reuter & Straube gelieferten Stahlkonstruktion betrug 398 t. Davon entfielen rechnerisch

94,25 t auf die Torgitterträger,
48,90 t „ „ 17 Hallenbinder,
22,37 t „ „ zugehörigen Pfetten,
12,76 t auf die Mittelstütze,
39,80 t „ „ hintere Längswand von 120 m Länge,
24,80 t „ das vordere Lichtband,
21,20 t „ die oberen und unteren Torführungen,
13,50 t „ den Windverband,
28,50 t „ die Zwischenwände an den Anbauten mit Seitenstützen für die Torgitterträger,
66,46 t für den restlichen Teil der Anbauten einschließlich Torkammer,
11,45 t auf die Laufkatzenträger,
14,09 t für die Verankerungen, Feuerleitern, Blechverkleidungen, Mehrgewicht der Profile.

398,08 t



Abb. 10.

Abb. 10 bis 13.
Aufstellung der Binder.



Abb. 11.

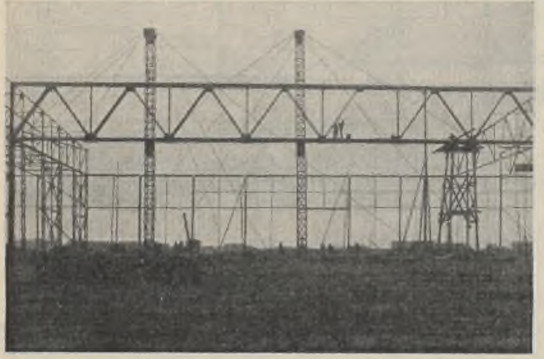


Abb. 12.



Abb. 13.

Abb. 7 zeigt die Halle in Vorderansicht, Abb. 8 in halber Seitenansicht vom provisorischen Verwaltungsgebäude aus aufgenommen, Abb. 9 eine Innenaufnahme.

Wie schon mitgeteilt, ist die Flugzeughalle der erste Teil des von dem verstorbenen Professor Thiersch in Halle a. d. S. — später Hannover — aufgestellten Gesamtentwurfs. Die Bauleitung hatte das Hochbauamt der Stadt Halle a. d. S., die Auftragserteilung an die Firma Reuter & Straube erfolgte am 19. Oktober 1926. Mit der Anlieferung wurde am 16. Dezember 1926 begonnen, und zwar zunächst mit der Rückwand und den beiden Anbauten. Die Mittelsäule, Dachbinder, Torgitterträger kamen in der Zeit vom 20. Januar 1927 und Ende Januar zum Versand. Diese Teile wurden an Ort und Stelle an vorgesehenen Stößen auf Zulagen am Boden abgenietet, die Torgitterträger in zwei Hälften mit 21 m hohen Standmasten aus Stahlkonstruktion gezogen und über einem mittleren Stützbock vernietet. Am 22. Februar 1927 wurde der letzte Dachbinder gezogen. Nach Anbringung der Glasschürzen mit kittlosen Sprossen und Blechabschlußwänden von insgesamt 26 000 kg waren die Bauarbeiten am 14. März 1927 beendet (Abb. 10 bis 13).

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Berechnung statisch unbestimmter Fachwerke.

(Verfahren der auf- und absteigenden Additionen.)

Von Dipl.-Ing. **Harry Gottfeldt,** Berlin.

Für die Berechnung statisch unbestimmter Fachwerke stehen verschiedene graphische und rechnerische Verfahren zur Verfügung. Die zeichnerische Behandlung ist für größere Bauwerke wegen der rasch anwachsenden und dabei ihrer Größe nach oft nicht zu übersehenden Ungenauigkeiten wenig geeignet. Die analytische Berechnung wird im Falle ruhender Belastung mittels der bekannten Arbeitsgleichungen

$$(1) \quad . \; . \; . \quad \underline{X_a \Sigma S_a^2 \varrho + X_b \Sigma S_a S_b \varrho + \ldots . = \Sigma S_o S_a \varrho}$$

durchgeführt. Die hierin auftretenden Stabkräfte sind bei neuzeitlich gegliederten Fachwerken stets einfach zu berechnen und ihrer Größe und ihrem Vorzeichen nach leicht zu übersehen. Der Einfluß bewegter Lasten wird aus Einflußlinien gefunden, welche Biegelinien darstellen und mittels der elastischen Gewichte (w-Gewichte) berechnet werden können. Dieses Verfahren zeigt trotz seiner theoretischen Eleganz bei der Benutzung in der Praxis eine Reihe von Nachteilen: Größe und Vorzeichen eines elastischen Gewichtes (d. h. einer Winkeländerung) sind weniger leicht faßbar, wodurch die Gefahr von Rechenfehlern erhöht wird; die Formeln für die w-Gewichte sind, wenigstens wenn der Einfluß sämtlicher Fachwerkstäbe berücksichtigt werden soll, recht umfangreich und erfordern eine erhebliche Rechenarbeit; dazu kommt, daß der Einfluß zunächst falsch geschätzter Stabquerschnitte schwer zu übersehen ist und meist eine Neuaufstellung der ganzen Berechnung erfordert, während bei Benutzung von Gl. 1 der Einfluß jedes Stabes rasch zu erkennen ist und Änderungen leicht durchgeführt werden können; schließlich können auch noch durch die geometrische Anordnung des Systems allerlei Rechenschwierigkeiten bedingt werden. In der einschlägigen Literatur wird zwar meist empfohlen, bei der Berechnung der statisch unbestimmten Größen den Einfluß der Füllungsstäbe „im allgemeinen" zu vernachlässigen, wodurch die Berechnung wesentlich vereinfacht wird, jedoch ist diese Vereinfachung, wie noch gezeigt werden wird, in der Praxis häufig doch nicht anwendbar.

Aus den angeführten Gründen liegt der Gedanke nahe, das Gleichungssystem 1 derart umzuformen, daß es auch für die Berechnung von Einflußlinien brauchbar wird. Dies läßt sich meist leicht erreichen, wie zunächst an dem Beispiel eines Trägers auf mehreren Stützen gezeigt werden soll.

Der Träger sei beliebig geformt und ausgefacht, jedoch innerlich statisch bestimmt (Abb. 1). Als Hauptsystem wählen wir den Träger auf zwei Stützen ohne überkragende Enden. Hierfür ermitteln wir die von den Auflagerdrücken $A = 1$ und $B = 1$ erzeugten Stabkräfte, in der üblichen Schreibweise also $S_{(A=1)}$ und $S_{(B=1)}$, oder kürzer (in Übereinstimmung mit der Schreibweise S_a, S_b) S_A und S_B. Diese Hilfswerte werden in der Praxis bei weitem nicht genügend gewürdigt. Etwas gebräuchlicher sind sie höchstens für die Auftragung von Einflußlinien; bekanntlich läßt

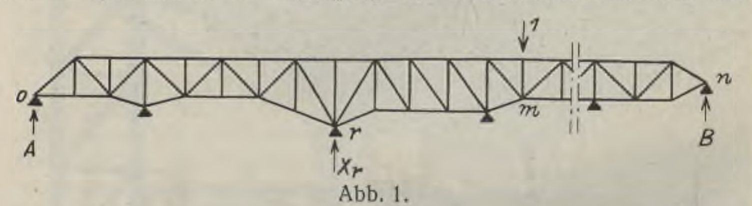


Abb. 1.

sich jede Einflußlinie eines statisch bestimmten Fachwerkes durch Auftragen von S_A bezw. S_B auf den Stützenlotrechten ermitteln. Die vielseitige Verwendbarkeit dieser Hilfswerte, die im folgenden noch an Beispielen gezeigt werden wird, beruht darauf, daß sich jede beliebige Gruppe ΣP senkrechter Lasten bei einem Träger auf zwei Stützen derart in zwei rechts bezw. links von dem zu untersuchenden Schnitt- oder Bezugspunkt liegende Gruppen ΣP_r und ΣP_l zerlegen läßt, daß die gesuchte statische Größe in der Form

$$(2) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad S = A_{\Sigma P_r} S_A + B_{\Sigma P_l} S_B$$

erscheint, worin $A_{\Sigma P_r}$ und $B_{\Sigma P_l}$ die Auflagerdrücke infolge der als Index beigefügten Lastgruppen sind. In ähnlicher Weise lassen sich nun auch die in Gl. 1 auftretenden Stabkräfte ermitteln; gesucht sei δ_{mr}, dann ist

von $o - r$: $S_m = A_m S_A$ $\quad S_r = A_r S_A$
„ $r - m$: $S_m = A_m S_A$ $\quad S_r = B_r S_B$
„ $m - n$: $S_m = B_m S_B$ $\quad S_r = B_r S_B$

Tafel 1.

Stab	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	S_A	S_B	F	$S_A^2 \cdot \frac{s}{F}$	$S_A\, S_B \cdot \frac{s}{F}$	$E\,\delta_{m\,a}$	η	η'	η''
$U_{1,\,2}$	0,733	6,600	0,0202	+ 234	—				
				234	13375	$\frac{1}{2} \cdot \frac{9}{10} \cdot 234 + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{10} (13\,375 + 7262) = 1137$	0,313	0,230	0,296
$O_{2,\,3}$	1,467	5,867	0,0185	1023	4100				
				↓ 1257	9275	$\frac{1}{2} \cdot \frac{8}{10} \cdot 1257 + \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{10} (9275 + 7262) = 2157$	0,594	0,479	0,568
$U_{3,\,4}$	2,200	5,133	0,0298	1430	3335				
				2687	↑ 5940	$\frac{1}{2} \cdot \frac{7}{10} \cdot 2687 + \frac{1}{2} \cdot \frac{3}{10} (5940 + 7262) = 2920$	0,805	0,662	0,792
$O_{4,\,5}$	2,933	4,400	0,0278	2720	4085				
				5407	1855	$\frac{1}{2} \cdot \frac{6}{10} \cdot 5407 + \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{10} (1855 + 7262) = 3445$	0,950	0,825	0,944
U_5	3,667	3,667	0,0319	1855	+ 1855				
				7262		$\frac{1}{2} \cdot \frac{5}{10} (7262 + 7262) = 3631$	1,000	1,000	1,000
						$\Sigma\,\eta$	6,324	5,392	6,200
						Fehler . . .	17 %	—	15 %

Also wird

$$(3)\quad \begin{cases} \delta_{m\,r} = \Sigma\, S_m\, S_r\, \varrho \\ \qquad = A_m A_r \sum\limits_0^r S_A^2\, \varrho + A_m B_r \sum\limits_{r+1}^m S_A\, S_B\, \varrho + B_m B_r \sum\limits_{m+1}^n S_B^2\, \varrho. \end{cases}$$

Genau die gleiche Form haben auch die von der Belastung unabhängigen Verschiebungswerte $\delta_{r\,s}$. Für die tabellarische Berechnung empfiehlt es sich, die zweite Summe auf der rechten Seite von Gl. 3 noch wie folgt umzuformen:

$$(4)\quad \ldots \quad \sum_{r+1}^m S_A\, S_B\, \varrho = \sum_0^m S_A\, S_B\, \varrho - \sum_0^r S_A\, S_B\, \varrho.$$

Hierdurch wird erreicht, daß je eine der beiden Grenzen in allen Summen konstant bleibt.

Es ergibt sich somit das folgende Verfahren: Nach Berechnung der Stabkräfte S_A und S_B werden die Produkte $S_A^2\, \varrho$, $S_A\, S_B\, \varrho$ und $S_B^2\, \varrho$ ermittelt und in der richtigen Reihenfolge untereinander geschrieben; alsdann werden von Punkt zu Punkt fortschreitend die erforderlichen Summen gebildet, und zwar sind, wie aus Gl. 3 bezw. 4 zu erkennen ist, die Produkte $S_A^2\, \varrho$ und $S_A\, S_B\, \varrho$ von o anfangend, also von oben nach unten, die Produkte S_B^2 dagegen von n anfangend, also von unten nach oben zu addieren (s. a. das Beispiel im folgenden). Diese gegenläufigen Additionsrichtungen sind so charakteristisch für das vorgeschlagene Verfahren, daß man dasselbe treffend als „Verfahren der auf- und absteigenden Additionen“ bezeichnen könnte. Sind dann noch die Werte A_i und B_i infolge der wandernden Einzellast 1 für alle Knotenpunkte der Lastgurtung ermittelt, so kann nunmehr das Gleichungssystem 1 mit Hilfe von Gl. 3 bezw. 4 ohne weiteres für jeden Knotenpunkt angeschrieben werden. Die Anzahl der Unbekannten ist hierbei vollkommen gleichgültig und macht sich erst bei Auflösung der Gleichungen bemerkbar.

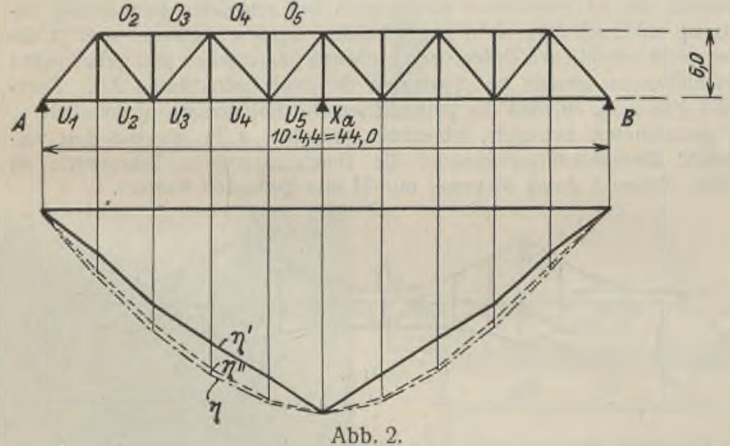


Abb. 2.

———— X_a-Linie mit Berücksichtigung der Füllstäbe (Tafel 1, Sp. 8).
– – – – „ ohne „ „ „ (Tafel 1, Sp. 7).
- - - - - „ für vollwandige Träger mit J = const. (Tafel 1, Sp. 9).

In einfacheren Fällen (Symmetrie, konstante Feldweiten, parallele Gurtungen) lassen sich noch weitgehende Vereinfachungen erreichen. Als Beispiel hierfür und zugleich für die Anordnung der Tabelle sei die Einflußlinie für den mittleren Auflagerdruck des Trägers nach Abb. 2 zahlenmäßig ermittelt. Wir finden unter Berücksichtigung der Symmetrie:

$$\delta_{m\,a} = \frac{1}{2} \cdot A_m \sum_0^m S_A^2\, \varrho + \frac{1}{2} \cdot B_m \left(\sum_{m+1}^{\frac{n}{2}} S_A\, S_B\, \varrho + \sum_0^{\frac{n}{2}} S_A^2\, \varrho \right).$$

Die Berechnung ist in Tafel 1 durchgeführt, und zwar, da nur die grundsätzliche Anordnung gezeigt werden sollte, zunächst unter Beschränkung auf die Gurtungen. Da die Ordinate im Punkt 5 jedenfalls gleich 1 sein muß, braucht $\delta_{a\,a}$ nicht berechnet zu werden; vielmehr wurden die in Spalte 6 gefundenen Werte in Spalte 7 einfach auf $\eta_5 = 1$ reduziert. Noch weitere Vereinfachungen lassen sich erzielen, wenn man setzt

$$S_A = \frac{m \cdot \lambda}{h}, \quad S_B = \frac{(n-m)\,\lambda}{h}, \quad A_m = \frac{n-m}{n}, \quad B_m = \frac{m}{n}, \quad s = 2\,\lambda.$$

Hiermit findet man nach einigen Umformungen den wesentlich einfacheren Ausdruck

$$\frac{E\,h^2}{\lambda^3} \cdot \delta_{m\,a} = \frac{1}{\mu}\, \delta_{m\,a} = \sum_0^m \frac{m^2}{F_m} + m \sum_{m+1}^{\frac{n}{2}} \frac{m}{F_m}.$$

Auch der Multiplikator μ braucht nicht berechnet zu werden, da wiederum die Reduktion auf $\eta_5 = 1$ genügt. Durch Differenzbildung kann man weiter ableiten

$$\frac{1}{\mu}\, \Delta\, \delta_{m\,a} = \sum_m^{\frac{n}{2}} \frac{m}{F_m}.$$

Nach dieser Formel ist die Berechnung vom Verfasser durchgeführt in Heft 42, Jahrg. 1928 des „Bauingenieur“, wo dieselbe auf anderem Wege und mit Berücksichtigung der Füllungsstäbe abgeleitet ist. Die dort für das gleiche Beispiel gefundenen Ordinaten konnten daher ohne weiteres — und zwar wieder unter Reduktion auf $\eta_5 = 1$ — in Spalte 8 der Tafel 1 wiedergegeben werden. Man erkennt hieraus den recht erheblichen Einfluß der Füllungsstäbe auf den Wert der statisch unbestimmten Größe. Bei Fachwerkträgern auf mehreren Stützen darf also dieser Einfluß, wie z. B. auch Bleich[1]) feststellt, nicht vernachlässigt werden. Die erheblichen Differenzen rühren dabei keineswegs etwa nur von der Nachgiebigkeit der mittleren Vertikalen her. In Spalte 9 der Tafel 1 sind schließlich noch die Ordinaten angeführt, die sich unter Annahme eines Vollwandträgers mit konstantem Querschnitt ergeben. Das Unbrauchbare dieser Näherung ist deutlich zu ersehen. Die Kurven nach Spalte 7 bis 9 der Tafel 1 sind in Abb. 2 aufgetragen.

Nach den vorstehenden Ableitungen scheint es zunächst, als ob das angegebene Verfahren nur für Systeme anwendbar ist, bei denen alle Kräfte einschließlich der statisch unbestimmten Größen senkrecht wirken. An einem vom Verfasser bearbeiteten Beispiel (Nachrechnung der Eisenbahnbrücken über die Süderelbe der Strecke Hamburg—Harburg, Abb. 3) soll nun die Anwendbarkeit auch auf andere Systeme gezeigt und gleichzeitig näher auf die vielseitige Verwendbarkeit der Hilfswerte S_A, S_B eingegangen werden. Ermittelt man hier neben S_A und S_B noch die Stabkräfte S_a (deren Berechnung im allgemeinen auch bei Benutzung

[1]) Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken S. 499/500. Berlin 1924, Verlag von Julius Springer.

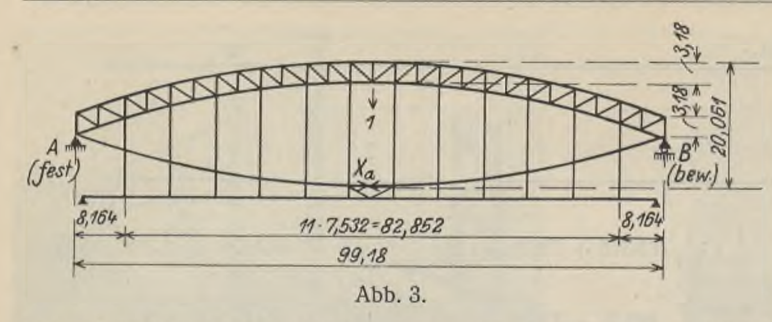


Abb. 3.

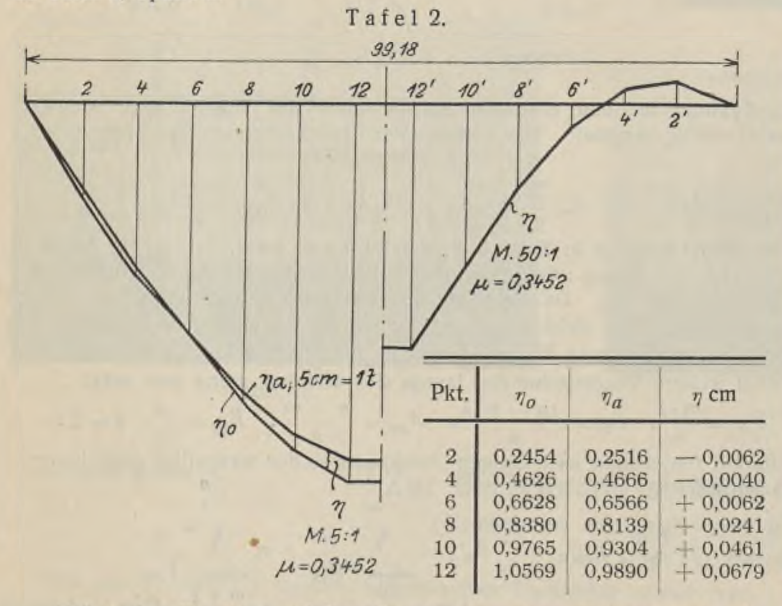
der w-Gewichte erforderlich ist), so findet man ganz analog dem Balken auf mehreren Stützen

$$\eta_{ma} = \frac{\Sigma S_m S_a \varrho}{\Sigma S_a^2 \varrho}$$

$$= \frac{1}{\Sigma S_a^2 \varrho} \left[A_m \sum_0^m S_a S_A \varrho + B_m \left(\sum_m^{\frac{l}{2}} S_a S_B \varrho + \sum_0^{\frac{l}{2}} S_a S_A \varrho \right) \right].$$

Die Berechnung erfolgt entsprechend Tafel 1. Das Ergebnis findet sich in Tafel 2, Spalte 2.

Tafel 2.



Pkt.	η_o	η_a	η cm
2	0,2454	0,2516	— 0,0062
4	0,4626	0,4666	— 0,0040
6	0,6628	0,6566	+ 0,0062
8	0,8380	0,8139	+ 0,0241
10	0,9765	0,9304	+ 0,0461
12	1,0569	0,9890	+ 0,0679

Neben der bereits erwähnten Benutzung unserer Hilfswerte für die Auftragung sämtlicher Einflußlinien ergaben sich u. a. noch die im folgenden besprochenen Anwendungsmöglichkeiten. Beispielsweise erzeugt der obere tonnenförmige Windverband in jedem Knotenpunkt des Hauptträgers Zusatzlasten, die in der Mitte, entsprechend den größeren Gurtkräften, am größten sind und nach den Auflagern hin abnehmen. Die Ermittlung der hieraus folgenden Zusatzkräfte geschah nach Gl. 2, und zwar unter Hinzufügung eines dritten Gliedes $-X_a S_a$.

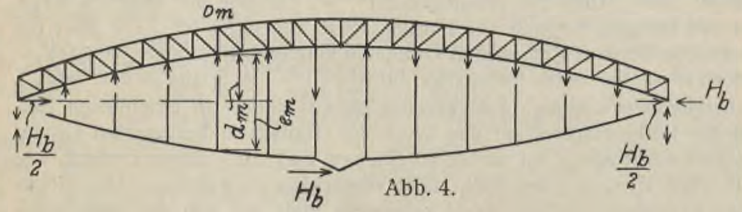


Abb. 4.

Der Wert der statisch unbestimmten Größe infolge einer Bremskraft $H_b = 1$ ist wegen der antisymmetrischen Anordnung der senkrechten Zusatzbelastung des Bogens (Abb. 4) nur von den beiden an den Auflagerpunkten angreifenden wagerechten Kräften $\frac{1}{2} H_b$ abhängig. Wir benötigen daher eine weitere Reihe von Hilfswerten S_H, die sich, bei Beschränkung auf den Einfluß der Gurtstäbe in einfachster Weise aus

$$S_H = \frac{d}{e} \cdot S_a$$

ergeben (Abb. 4). Also wird

$$X_{a_H} = \frac{\Sigma \frac{d}{e} \cdot S_a^2 \varrho}{\Sigma S_a^2 \varrho}.$$

Die Stabkräfte selbst ergeben sich für die Gurtungen des linken Teils aus

$$S = + A S_A - \left(\frac{H_b}{2} - X_a \right) S_a,$$

für die des rechten Teils aus

$$S = - A S_A + \left(\frac{H_b}{2} + X_a \right) S_a - H_b S_H.$$

Die Einflußlinie für die Durchbiegung in Trägermitte ergibt sich als Biegelinie für die Belastung 1 in Trägermitte (Abb. 3), und zwar als Differenz der Biegelinie des statisch bestimmten Systems und der durch X_a erzeugten Biegelinie. Man findet auf dem gleichen Wege wie früher

$$\eta_m = \frac{1}{2} \cdot A_m \sum_0^m S_A^2 \varrho + \frac{1}{2} \cdot B_m \left(\sum_m^{\frac{l}{2}} S_A S_B \varrho + \sum_0^{\frac{l}{2}} S_A^2 \varrho \right) - X_a \sum_0^{\frac{l}{2}} S_a S_A \varrho$$

$$= \sum_0^{\frac{l}{2}} S_a S_A \varrho \left\{ \frac{1}{\sum_0^{\frac{l}{2}} S_a S_A \varrho} \left[\frac{1}{2} \cdot A_m \sum_0^m S_A^2 \varrho \right. \right.$$

$$\left. \left. + \frac{1}{2} \cdot B_m \left(\sum_m^{\frac{l}{2}} S_A S_B \varrho + \sum_0^{\frac{l}{2}} S_A^2 \varrho \right) \right] - X_a \right\} = \mu \left(\eta_{om} - \eta_{am} \right).$$

η_{am} stellt die Ordinaten der zuvor ermittelten X_a-Linie dar; der Multiplikator μ ist aus der Berechnung dieser Linie ebenfalls bereits bekannt. η_{om} wird mittels der auf- und absteigenden Additionen aus den Produkten $S_A^2 \varrho$ und $S_A S_B \varrho$ berechnet. Das Ergebnis ist in Tafel 2 zusammengestellt. Man erkennt die außerordentlich große Empfindlichkeit der Berechnung gegen geringste Abweichungen in den Ordinaten η_o und η_a. Eine Nachrechnung von η_o und η_a unter Vernachlässigung der Füllungsstäbe — was bei dem hier angewandten Verfahren durch Streichen der von den Füllungsgliedern abhängigen Produkte in einfachster Weise möglich war — ergab für η_a die erwartete unwesentliche Differenz von etwa 0,5 % und für η_o etwa 1 %, was aber für die gesuchte Einflußlinie der Durchbiegung bereits einen Fehler von rd. 8 % ergibt. Die Fehler werden unter Umständen noch wesentlich größer, wenn man η_o und η_a etwa unter verschiedenen Annahmen berechnet. Hierbei ist noch zu beachten, daß bei dem vorliegenden System sämtliche Füllungsstäbe recht kurz sind; bei Bogenzwickelträgern oder ähnlichen Systemen mit zum Teil recht langen Streben werden die Fehler erheblich größer sein, da ja die Berechnung von η_o genau der in Tabelle 1 durchgeführten Berechnung eines Trägers auf drei Stützen entspricht; es kann vorkommen, daß man bei unscharfer Berechnung von η_o und η_a sogar zu offensichtlich widersinnigen Ergebnissen für die Durchbiegung gelangt. Hiermit haben wir also einen weiteren Grund aufgezeigt, der die Berücksichtigung sämtlicher Stäbe bei der Berechnung statisch unbestimmter Systeme angezeigt erscheinen läßt: auch wenn dies für die statisch unbestimmten Größen selbst nicht erforderlich ist, sollte es immer dann geschehen, wenn die Ermittlung von Verschiebungen oder Durchbiegungen des wirklichen Systems beabsichtigt oder gefordert ist. Die Frage allerdings, inwieweit die so ermittelten Werte auch bei schärfster Berechnung zuverlässig sind, soll hier nicht angeschnitten werden. Bekannt sind ja die meist recht erheblichen Differenzen zwischen gemessenen und gerechneten Verschiebungen gerade bei Systemen der hier betrachteten Art. Bernhard[2]) gibt z. B. an, daß die gemessenen Durchbiegungen gewöhnlich 4/5 der gerechneten betragen, berechnet jedoch a. a. O. für die dort verwendete Zweigelenkbogenbrücke die Durchbiegung in Trägermitte zu 51 mm, während durch Messung nur 31 mm gefunden wurden.

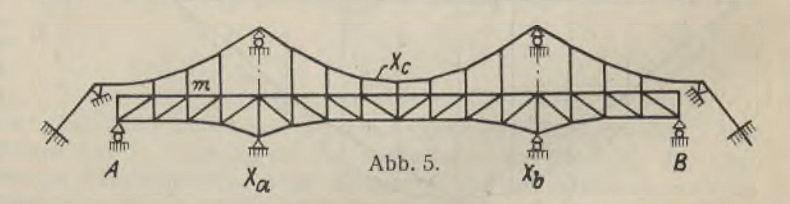


Abb. 5.

Als letztes Beispiel sei kurz die dreifach statisch unbestimmte Hängebrücke nach Abb. 5 erwähnt, deren Berechnung bereits wiederholt Anlaß zu Erörterungen im „Bauingenieur"[3]) gegeben hat. Wir berechnen wie oben die Werte S_A, S_B und S_a und finden z. B.

$$\delta_{ma} = A_m \sum_0^m S_a S_A \varrho + B_m \left(\sum_m^{\frac{l}{2}} S_a S_B \varrho + \sum_0^{\frac{l}{2}} S_a S_A \varrho \right).$$

[2]) Bernhard, Die Überbrückung des Haveltales durch die Döberitzer Heerstraße, Berlin 1911, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[3]) „Bauingenieur" 1926, Heft 43. Schachenmeier: Untersuchungen und Betrachtungen über Hängebrücken, sowie Erwiderungen hierzu, „Bauingenieur" 1927, Heft 2 u. 6.

Fällt der Angriffspunkt von $P_m = 1$ mit dem von X_b zusammen, so ergibt sich der gleiche Ausdruck (mit der Summengrenze b statt m) für $\delta_{ab} = \delta_{ac}$. Ähnlich wird (beispielsweise für Last im Seitenfeld):

$$\delta_{mb} = A_m A_b \sum_0^m S_A^2 \varrho + B_m A_b \sum_m^b S_A S_B \varrho + B_m B_b \left(\sum_b^{\frac{l}{2}} S_B^2 \varrho + \sum_0^{\frac{l}{2}} S_A^2 \varrho \right).$$

Vertauscht man wieder die Grenze m mit b, so ergibt sich $\delta_{bb} = \delta_{cc}$ usw. Es dürfte hinreichend klar sein, daß auch für dieses System die Ermittlung sämtlicher Verschiebungswerte mit Hilfe von sechs Produktreihen möglich und leicht durchführbar ist. Danach können für jeden Knotenpunkt sofort drei Elastizitätsbedingungen angeschrieben werden, aus denen sich die Ordinaten der statisch unbestimmten Größen ergeben. In gleicher Weise läßt sich die Anwendbarkeit des Verfahrens für alle Systeme zeigen, bei denen das Hauptsystem einen Balken auf zwei Stützen darstellt. Dies läßt sich aber bei der übergroßen Mehrzahl aller in der Praxis vorkommenden Systeme erreichen.

Zum Schluß sei ausdrücklich bemerkt, daß mit den vorstehenden Erörterungen keineswegs etwas grundsätzlich Neues geboten werden konnte. Eine Anwendung in der Praxis hat das vorstehend entwickelte Verfahren bisher jedoch, soweit bekannt, nicht gefunden, nach den Erfahrungen des Verfassers sehr zu Unrecht. Als neu ist daher die Bearbeitung des Verfahrens für die praktische Anwendung und vor allem der Hinweis auf die bisher nicht beachteten Anwendungsmöglichkeiten für oft schwierige Nebenrechnungen aller Art anzusehen. Das Verfahren wird im Handbuch der Ingenieurwissenschaften[4]) mehrmals oberflächlich erwähnt, jedoch fehlen derartige Hinweise in den neueren gebräuchlichen Handbüchern. Dies dürfte darauf zurückzuführen sein, daß die Behandlung statisch unbestimmter Systeme sich in der Literatur meist auf Angaben über die Ermittlung der Einflußlinien beschränkt, während die Fruchtbarkeit unserer Hilfswerte gerade bei den oft schwierigen und umfangreichen Nebenrechnungen, von denen vorstehend einige besprochen wurden, voll zur Geltung kommt, wo sich für die elastischen Gewichte keine Anwendungsmöglichkeit bietet. Besonders sei nochmals darauf hingewiesen, daß diese Hilfswerte für die Auftragung der Einflußlinien stets, wenn auch vielleicht mehr oder weniger umgeformt, ermittelt werden müssen, so daß die zusätzliche Arbeit für die Berechnung der statisch unbestimmten Größen also nur in der Bildung und Summierung der einzelnen Produkte besteht. Überdies haben wir gezeigt, daß die Ansicht, der Einfluß der Füllungsstäbe könne im allgemeinen vernachlässigt werden, recht anfechtbar ist. Der Umfang der Rechenarbeit und die Schwierigkeit, den Einfluß der einzelnen Stäbe zu übersehen und evtl. zu berichtigen, wächst aber durch die Berücksichtigung der Füllungsstäbe bei anderen Verfahren viel stärker als bei dem hier vorgeschlagenen. Der praktische Nutzen des „Verfahrens der auf- und absteigenden Additionen" dürfte hiermit hinlänglich klargelegt sein.

[4]) H. d. I. II. Bd., V. Abt., 3. Aufl., S. 144 u. a. (Melan).

Alle Rechte vorbehalten.

Brückenbauten in Portugal.

Von Dipl.-Ing. **Otto Rüter**, Hannover.

Als ein bemerkenswertes Zeugnis für das Ansehen des deutschen Stahlbaus auch in dem uns politisch ferner stehenden Ausland sei im nachstehenden über einige von der Firma Hermann Rüter in Langenhagen bei Hannover in den Jahren 1924 bis 1928 ausgeführte Brückenbauten in Portugal berichtet. Vorweg sei bemerkt, daß für diese Ausführungen Vorschriften und Entwürfe der portugiesischen Behörden maßgebend waren und daß die Bauwerke demgemäß Systeme und Bauarten zeigen, die in Deutschland als überholt angesehen werden.

Aus der Reihe der ausgeführten Brücken seien im folgenden als besonders bemerkenswert ausgewählt:

1. Die Dourobrücke bei Mosteirô. Als Portugal im Jahre 1908 die Dynastie stürzte, wurde bei den erbitterten Kämpfen auch die große Provinzialstraßenbrücke über den Douro bei Mosteirô zerstört, und zwar wurde die rd. 200 m lange, das Tal mit vier Öffnungen überspannende Brücke auf hohen Steinpfeilern (Abb. 1 u. 2) so gesprengt, daß der rechte Seiten und Mittelüberbau abriß und ins Tal stürzte. Durch die große Fallhöhe war das stählerne Fachwerk dermaßen zerknickt und verwunden, daß eine Wiederverwendung unmöglich war (Abb. 3). Offenbar war beabsichtigt, auch die übrigen Brückenteile zum Einsturz zu bringen, denn die anderen Pfeilerköpfe und Lager waren zum Teil weggesprengt, zum Teil gespalten, so daß auch hier die Erneuerung von Gurtungen und Streben nötig wurde.

Wie groß die Sprengwirkungen waren, geht aus den Abb. 3 u. 4 hervor. Wie die letztere zeigt, sind am Untergurt die fünf Blechstärken enthaltenden Flansche vom Steg abgerissen und hochgebogen. Auch an den Strebenflanschen und anderen Stellen sind die Sprengwirkungen

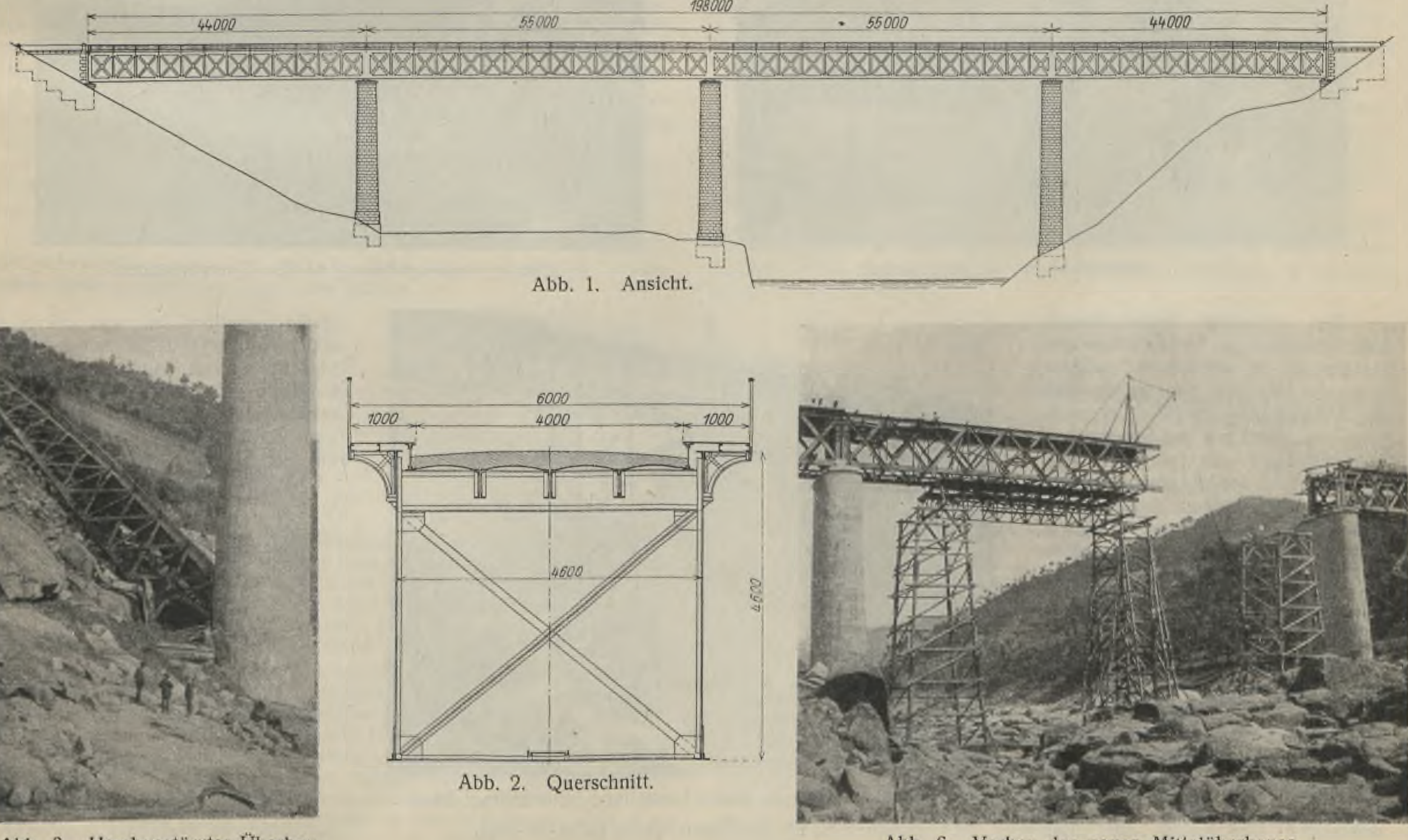


Abb. 1. Ansicht.

Abb. 2. Querschnitt.

Abb. 3. Herabgestürzter Überbau.

Abb. 6. Vorbau des neuen Mittelüberbaues.

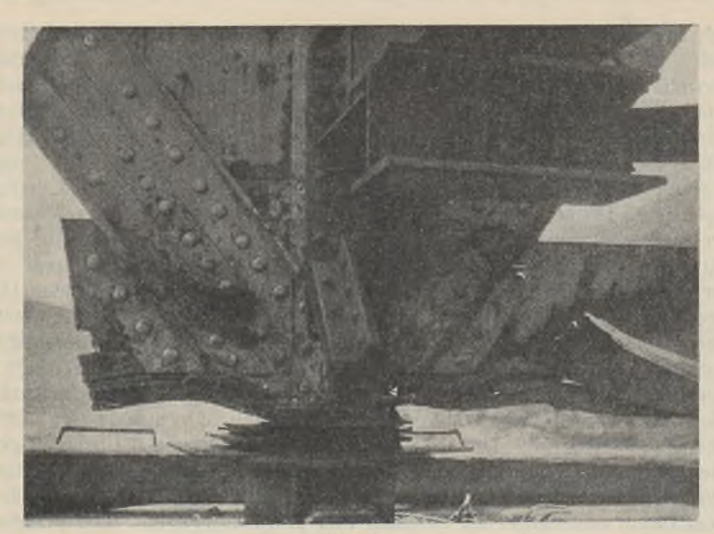


Abb. 4.
Sprengwirkungen über dem Strompfeiler.



Abb. 5. Freivorbau des neuen Seitenüberbaues: Seilbahn, alte zerstörte Brücke.

Abb. 1 bis 6. Die Dourobrücke bei Mosteirô.

erkennbar; auch Längsrisse, die auf den Bildern allerdings nicht einwandfrei verfolgt werden können, sind entstanden.

Die alte Brücke war im Jahre 1889 von einer französischen Firma erbaut und bestand aus Schweißeisen, für das nach Angabe der portugiesischen Regierung mit einem Elastizitätsmaß von 1500 t/cm² gerechnet war. Die Hauptabmessungen gehen aus Abb. 1 u. 2 hervor: Die Fußsteige waren aus $4^1/_2$ mm starkem Riffelblech, die Fahrbahn als Schotterstraße auf 7 mm starken Buckelblechen ausgebildet.

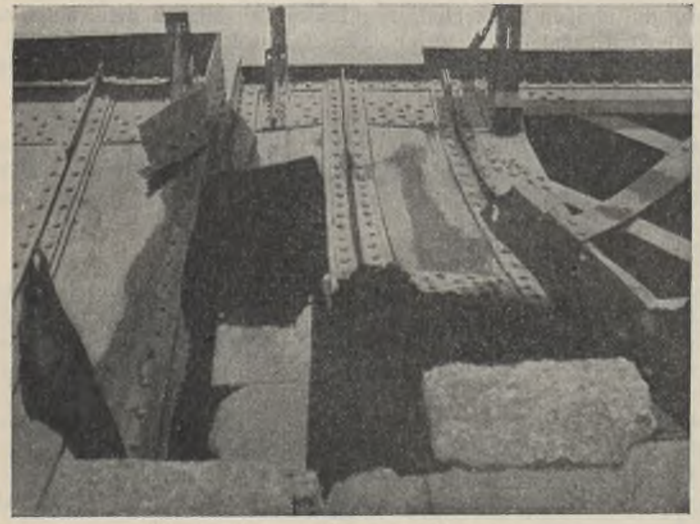


Abb. 7. Sprengwirkung am Hauptträger.



Abb. 8. Sprengwirkung an den Querverbänden.

Die schlechte Wirtschaftslage ließ den sofortigen Wiederaufbau der Brücke nicht zu, und erst nach langem Hin und Her kam im August 1925 der Vertrag über die Wiederherstellung zum Abschluß. In persönlichen Verhandlungen war vereinbart, den neuen Teil äußerlich nach gleichem System auszubilden, jedoch jede Öffnung als Balkenbrücke auf zwei Stützen zu überspannen und den alten Teil wieder tragfähig herzustellen.

Durch Zugrundelegung dieses Gedankens konnten zwei Bedingungen vorsorglich erfüllt werden: Einerseits konnten die neuen Überbauten unabhängig von dem bestehenden Bauwerk bereits im Hinblick auf eine künftig zu erwartende Verkehrssteigerung entsprechend tragfähiger ausgebildet werden, so daß sie von einer später notwendig werdenden Verstärkung der alten Brückenteile unberührt bleiben. Andererseits wurde die Möglichkeit einer Gefährdung des Gesamtbauwerkes im Falle etwaiger neuer Zerstörungsversuche geringer, als das bei einem durchgehenden Tragwerk auf fünf Stützen der Fall gewesen wäre.

Nach diesen Gesichtspunkten wurden Berechnung und Ausführung vereinbart und als Belastungsdaten festgesetzt:

400 kg/m² für die Fußwege. Ein 12-t-Wagen mit 3 t Raddruck und 2 m Achsstand für die Fahrbahn, deren übrige Fläche mit einer gleichmäßig verteilten Last von ebenfalls 400 kg/m² besetzt zu denken war. Stoßziffern waren nicht zu berücksichtigen. Der Winddruck auf die unbelastete Brücke war mit 270 kg/m² nach ähnlichem Verfahren, wie bei uns üblich, einzusetzen.



Abb. 9. Ansicht der in Wiederherstellung befindlichen Brücke.

Abb. 7 bis 9. Die Dourobrücke Entre-os-Rios.

Als Baustoff kam Flußstahl St 37 in Frage; die Beanspruchungen sollten nicht überschreiten:

für die Gurtungen . .	1000 kg/cm²
„ Streben und senkrechte Stäbe ohne Wechselwirkung .	800 „
„ Streben und senkrechte Stäbe mit Wechselwirkung .	700 „
„ die Fahrbahnkonstruktion	800 „
„ die Windverbandteile	900 „

Im März 1926 aber verfügte die portugiesische Regierung die Vorlage

eines zweiten Entwurfes, nach dem die Brücke wieder in ihren Urzustand als durchlaufender Träger auf fünf Stützen herzustellen war. Es waren nur zwei neue Überbauten zu liefern, die beiden alten Überbauten wieder ordnungsgemäß in Stand zu setzen und schließlich die vier Überbauten zu einem Überbau auf fünf Stützen zusammenzuschließen.

Die Anfuhr der neuen Brückenteile erfolgte am rechten Ufer, wo ja auch die Hauptarbeiten auszuführen waren. Die rechte Seitenöffnung wurde, wie aus Abb. 5 ersichtlich, bis zur Mitte auf Holzgerüsten und darüber hinaus bis zum Strompfeiler wegen der großen Höhe frei vorgebaut. Der Vorbau des zweiten Überbaues geschah derart, daß mit dem Schwenkkran das auf Abb. 6 ersichtliche erste Gerüst aufgebaut wurde. Das Tragwerk wurde um zwei Felder darüber hinaus vorgestreckt, dann von oben her mit dem Schwenkkran die Rüstungsträger auf die Türme abgesetzt und die Brücke wiederum um zwei Felder über dem mittleren Rüstungsturm vorgestreckt. Die Aufstellung der nächsten Rüstungsträger über dem zweiten und dritten Turm wiederholte sich in der gleichen Weise wie vor. Endlich wurde die neue Stahlkonstruktion an die alte Brücke angeschlossen.



Abb. 10. Gesamtansicht.

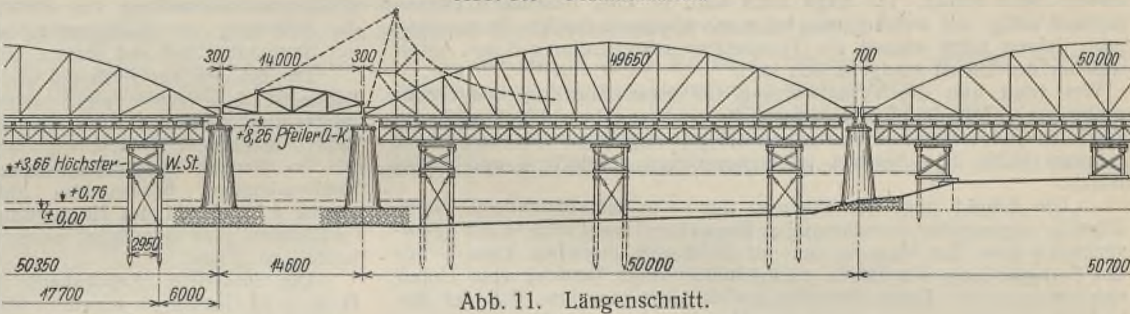


Abb. 11. Längenschnitt.

Abb. 10 u. 11. Die Alcacerbrücke über den Sado.

In der Zwischenzeit wurden stetig die Ausbesserungsarbeiten vorgenommen. Die schwierigste Aufgabe bestand in der Wiederherstellung der Gurtungen und Streben über den Pfeilern. Schrittweise wurden die Gurtungsteile herausgeschnitten und gegen neue ausgewechselt. Hierbei wurden, um ein Ausknicken zu verhindern, die vorhandenen Druckstreben des Systems in Kreuzform durch parallelflanschige Träger knicksicher versteift.

In ähnlicher Weise wurden auch die Zugstreben und Senkrechten ausgewechselt. Nach Fertigstellung dieser äußerst gefahrvollen und mit größter Vorsicht auszuführenden Arbeiten wurde am zweiten neuen Überbau der mittlere Stoß gelöst, die Unterklotzungen entfernt und allmählich die Belastung auf dem als Kragarm an der alten Brücke wirkenden Teil aufgebracht, bis die alte Brücke in die richtige Biegungslinie gebracht war. Nach entsprechendem Ausrichten auch der neuen Überbauten auf dem Gerüst wurde der Zusammenschluß in der richtigen Lage endgültig hergestellt.

Das Gesamtgewicht der Brücke im Urzustande betrug 420 t, für die beiden neuen Brückenüberbauten einschließlich der Lager für die alte Brücke sind 200 t Flußstahl und Stahlguß eingebaut worden.

2. Die Dourobrücke Entre-os-Rios. Ein ähnliches Schicksal wie die vorbeschriebene hat auch die in der Nähe von Porto gelegene Straßenbrücke Entre-os-Rios über den Douro erlitten.

Es ist zwar kein Brückenträger abgestürzt, jedoch sind bei der Sprengung wichtige Teile herausgerissen.

Abb. 7 u. 8 zeigen die Zerstörungen über dem Strompfeiler an Hauptträger und Querverbänden. Ihr Umfang war immerhin beschränkt, so daß hier nur Ausbesserungen an Ober- und Untergurten, Senkrechten und Streben sowie an einigen Verbänden nötig. Als Gesamtgewicht wurden 10,5 t Flußstahl für diese Arbeiten verbraucht, Abb. 9 zeigt die Ausführung derselben.

3. Die Alcacerbrücke über den Sado. Dieses Bauwerk ist eine neuerbaute Eisenbahnbrücke der früher staatlichen portugiesischen Südbahn, bestehend aus fünf Überbauten mit je rd. 50 m Stützweite, zwei Überbauten mit je 14,7 m Stützweite und einem mittleren Überbau von 14,3 m Stützweite, der wegen der Schiffahrt als Zugbrücke ausgeführt werden mußte.

Abb. 10 stellt die Gesamtansicht der Brücke dar, Abb. 11 die Anordnung der Zugbrücke. Das Gegengewicht rollt hier auf einer besonderen Führungsbahn, die durch die engmaschige Hälfte des benachbarten großen Überbaues getragen wird. Auf Abb. 10 sieht man die wie Maste emporragenden Pfosten für die Seilumlenkung der Zugbrücke.

Erbaut ist diese Brücke mittels auf Rammpfählen ruhender stählerner Rüstungsträger, die nach Fertigstellung eines Überbaues jeweils mit Prähmen in die nächste Öffnung eingeschwommen und dann in gleicher Weise verwendet wurden.

Verschiedenes.

Nachklänge zu den letzten Bauunfällen. Was im vergangenen Jahre an Eisenbetonbauten einstürzte, ging über den Durchschnitt des als unvermeidlich Hingenommenen weit hinaus, so daß schließlich nicht nur die Fachleute, sondern auch die Finanz- und Versicherungskreise nachdenklich wurden. Für die Stimmung in der Öffentlichkeit ist nachstehende Notiz aus dem „Neuen Wiener Journal“ vom 28. November 1928 bezeichnend:

„Versicherung gegen Hauseinstürze? Verhandlungen mit dem Bundeskanzleramt. Die führenden Persönlichkeiten im österreichischen Versicherungswesen haben auf Grund der Einsturzkatastrophen, die sich in letzter Zeit mehrten, den Plan einer Einsturzversicherung ins Auge gefaßt. Wie wir vernehmen, schweben diesbezügliche Verhandlungen mit dem Bundeskanzleramt . . . .“

Über die Schuld an diesen Bauunfällen besteht unter den Sachverständigen keine Meinungsverschiedenheit: Sie liegt zunächst bei fahrlässigen Verstößen gegen die anerkannten Regeln der Baukunst. Darüber schreibt Professor Gehler im „Beton u. Eisen“ 1926, S. 98:

„Die meisten Bauunfälle der letzten Jahrzehnte bringen den Beweis dafür, daß bei den Bauausführenden vielfach nicht einmal die Kenntnis der in unseren Eisenbetonbestimmungen niedergelegten Regeln der Baukunst vorhanden ist. Im Gegensatz zu den Eisenbauten muß aber von uns auf eine gründliche Kenntnis der Baustoffe und der verschiedenen Einflüsse, die während der Bauausführung auf das Bauwerk einwirken können, deshalb besonderes Gewicht gelegt werden, weil der Eisenbetonbauunternehmer sein Bauwerk an der Baustelle vollkommen selbst erzeugt.“

Ob nicht der hochwertige Zement zu den sich mehrenden Bauunfällen des Eisenbetonbaues viel beigetragen hat, steht kaum über allem Zweifel. Die Begeisterung der Unternehmer für den hochwertigen Zement ist nur zu verständlich, kann man doch mit ihm nicht nur schneller bauen, sondern auch die Querschnitte der Tragkonstruktionen wirtschaftlicher bemessen. Emperger weiß in „Beton u. Eisen“ 1926, S. 100 noch über einen anderen Grund der Begeisterung der Unternehmer für den hochwertigen Zement zu berichten:

„Deren Begeisterung für den hochwertigen Zement ist größtenteils darauf zurückzuführen, daß dieser ihnen als ein neues Hilfsmittel erscheint, nicht so sehr, um etwas Besseres zu leisten, sondern um ungestört, wie man in Österreich sagt, fortzuwursteln und so die Gewährleistung, die sie selbst zu geben hätten, auf den Zement abzuschieben. Während der hochwertige Zement den Unternehmern die Aussicht gibt, der Verantwortung ledig zu werden, sehen sie in einer Baukontrolle, welche ihnen die Möglichkeit gibt, selbst zu wissen, was sie leisten können, nur eine Gefahr, welche ihnen Kosten bringt und ihnen die bisherige Bequemlichkeit streitig macht.“

Die Standsicherheit der Eisenbetonbauten hängt nicht allein von der Güte der eigentlichen Ausführung ab. Von ihr ganz unabhängig ist das Abbinden des Betons, das nach der Art des Zements und den jeweiligen Witterungsverhältnissen verschieden lange dauert. Besonders im Zusammenhange mit dem hochwertigen Zement spielen die sogenannten Temperaturerscheinungen bei den Einstürzen der Eisenbetonbauten eine große Rolle. Davon soll freilich die Öffentlichkeit nichts erfahren, denn wenn auch der erfahrene und gewissenhafte Unternehmer einen einwandfreien Beton herstellen kann, über die Witterungsverhältnisse kann er nicht Herr werden. Wie man in diesen Dingen die Öffentlichkeit im unklaren läßt, darüber beklagt sich Emperger, der von vornherein zwischen Sachverständigen unterscheidet, die nur ein wissenschaftliches Interesse leitet, und solchen, die damit irgendwelche Privatzwecke verbinden, im „Bauingenieur" 1927, S. 544 wie folgt:

„In dem Bericht des D. A. f. E. (Deutscher Ausschuß für Eisenbeton) war aber jede Andeutung vermieden, aus welcher man das Datum des Unfalls sich hätte rekonstruieren können. Ich war überzeugt, daß dieser Unfall nur im Herbst stattgefunden hat, und konnte durch ein außerordentliches Zuvorkommen der betreffenden Amtsstelle diese Vermutung bestätigt finden, welche die ganze Grundlage der Beurteilung auf eine andere Basis stellte. Ich frage mich nun, ist eine derartige Geheimhaltung nötig, mit welcher man bei einer wissenschaftlichen Beurteilung nach Jahren nicht einmal die Temperatur rekonstruieren kann, unter welcher der Unfall stattgefunden hat!"

Wer trägt nun die Verantwortung für diese Einstürze von Eisenbetonbauten? Mit der Beantwortung dieser Frage beschäftigt sich ein Artikel des Architekten Johänning in der „Kölnischen Zeitung" vom 15. Januar 1929. Die Antwort ist einigermaßen verblüffend und lautet wörtlich:

„Die Schuld trägt der Bauherr, der — in mißverstandener Nachahmung sogenannter amerikanischer Bauweisen, wohl auch in der gefallsüchtigen Pose des Mannes, der mit Geld alles erreichen kann — für die Fertigstellung des Baues rücksichtslos kurze Termine vom Unternehmer erzwingt. Diese Besteller wollen nicht einsehen, daß der Ablauf physikalischer und chemischer Gesetze, das heißt die Abbindung des Betons, sich nicht erzwingen läßt. Unsere verantwortungsvollen Architekten lehnen derartige Forderungen innerlich ab, müssen sich aber schließlich doch dem Diktat des Baukapitals beugen."

„Die Baupolizei hat hier das Wort. Sie hat für die Einhaltung vernünftiger Bauzeiten zu sorgen und jedes übertriebene Bautempo zu unterbinden. Auch die zivilrechtlichen Folgerungen aus der Schuldfrage müssen geklärt werden. Wer von einem Baumeister Herstellungstermine verlangt, die mit den geltenden Vorschriften und den Erfahrungen des Baugewerbes im Widerspruch stehen, macht sich im Fall eines Bauunglücks genau so strafbar wie ein Fahrgast, der den Kraftwagenführer zur Überschreitung der Fahrgeschwindigkeit anhält und daher am Zustandekommen eines Unglücks mit die Schuld trägt."

Wenn es auf die Schnelligkeit der Bauausführung ankommt, ist der Eisenbetonbau sicherlich eine „mißverstandene Nachahmung sogenannter amerikanischer Bauweisen". Aber deshalb ist doch der Bauherr nicht der Schuldige an dem Einsturz des Eisenbetonbaues, wenn sich der Unternehmer zum Einhalten einer kurzen Herstellungsfrist verpflichtet. Darüber hinaus kann man doch von der Baupolizei nicht die Leistungen eines Verkehrsschutzmannes verlangen. Und erst recht nicht von dem Architekten die zivilrechtliche und strafrechtliche Haftung, wenn ein Eisenbetonbau einstürzt, bei dessen Herstellung der Unternehmer zur Eile getrieben wurde. Was aber — und zwar mit allem Nachdruck — verlangt werden muß, ist die Wahl von Bauweisen, die, unabhängig von der Witterung und der Jahreszeit, sich einem schnellen Arbeitsfortgang anzupassen vermögen. Bei Großbauten wie städtischen Bureau- und Geschäftshäusern, Industrie- und Fabrikbauten aller Art vermag dem Gebot der Stunde, die nach wirtschaftlichstem — also schnellstem — Bauen ruft, nur der Stahlbau zu entsprechen.

Erkennen der Bauherr und seine berufenen Vertreter — Architekt und Zivilingenieur — die Wichtigkeit einer richtigen Wahl der Bauweise, dann wird man ihnen aus möglichster Abkürzung der Bauzeit keinen Vorwurf machen können: Sind doch auch sie nur ein Glied in der Kette der in der Bauwirtschaft heute herrschenden Verhältnisse, müssen bei stark erhöhten Baustoffpreisen und Löhnen die von ihnen erstellten Räume möglichst preiswert vermieten oder selbst benutzen, also mit geringstem Baugeldbedarf und frühester Verzinsung rechnen können.

Jeder Versuch, sie hierin grundsätzlich und nicht nur etwa hinsichtlich der Wahl ungeeigneter Bauweisen zu behindern, wäre nicht nur ein nicht zu duldender Eingriff in berechtigte Privatinteressen, sondern eine offenbare Schädigung der Allgemeinwirtschaft. Czech.

Anmerkung: Der in Österreich aufgetauchte Plan einer „Einsturzversicherung" hätte zweifellos seine Vorteile, doch ist andererseits zu bedenken, daß damit dem Pfuschertum geradezu ein Freibrief ausgestellt würde. Wie die katastrophale Häufung von Einstürzen im Eisenbetonbau beweist, wird schon heute das für diese Bauweise erforderliche Höchstmaß von Sorgfalt bei weitem nicht überall aufgeboten: Jeder verantwortungsbewußte Fachmann wird die Einführung von Einsturzversicherungen daher unter allen Umständen ablehnen müssen. Die Schriftleitung.

Die Beleihungsmöglichkeiten von Stahlhäusern. Die Verwendung von Stahl für den Wohnungsbau gewinnt allmählich auch für Deutschland eine ständig wachsende Bedeutung. Immer häufiger kommen Meldungen über geplante und ausgeführte Stahlhausbauten, und es erweist sich, daß die im Großbau ausschlaggebenden Vorzüge dieses Baustoffes in bezug auf gleichmäßige Güte des Materials, Schnelligkeit, Standsicherheit und Prüfbarkeit der Ausführung, Raumausnutzung, Tragvermögen, leichte Umbaumöglichkeit usw. auch im Wohnungsbau unbestreitbar sind. Man hat ferner — auch auf Grund ausländischer Erfahrungen — erkannt, daß die Industrialisierung der Herstellung keine Konzession an die architektonische Ausgestaltung der Stahlhäuser notwendig macht. Die klaren, ruhigen Linien, die Möglichkeit warmer farblicher Behandlung gestatten eine harmonische Eingliederung des Stahlhauses in jede Umgebung. Eine Normung der Einzelteile, wie sie erstrebt wird und z. T. bereits erreicht ist, bedingt durchaus keine Eintönigkeit der äußeren Form und dem Architekten bleiben auch beim Stahlhaus reiche Betätigungsmöglichkeiten.

Durch die grundsätzliche Zurückhaltung der Hypothekenbanken gegenüber der neuen Bauweise ist die Frage der Beleihung von Stahlhäusern lange Zeit nicht recht in Fluß gekommen. Der beim Zentralverband des deutschen Bank- und Bankiergewerbes eingesetzte Sonderausschuß für Hypothekenbankwesen hat sich verschiedentlich mit den Möglichkeiten der hypothekarischen Beleihung befaßt. Da aber abgeschlossene Erfahrungen über Bewährung und Rentabilität des Stahlhauses fehlten, konnten die Arbeiten naturgemäß zunächst nicht zum Abschluß kommen. Auch dem Ersuchen der Preußischen Aufsichtsbehörde, Vorschläge zur Aufstellung von Richtlinien auszuarbeiten, nach denen bei der Beleihung von Stahlhausbauten allgemein zu verfahren sei, konnte der Sonderausschuß aus diesem Grunde nicht ohne weiteres entsprechen.

Das Steigen der Auftrags- und Anfrageziffern zeigte jedoch, daß der Baumarkt sich immer mehr von der Bedeutung des Stahlhauses überzeugte, und so entschlossen sich dann nach und nach auch die Banken, Bauten dieser Art zu beleihen. Um so mehr, als nach den Richtlinien des Preußischen Wohlfahrtsministeriums für die Verwendung des für die Neubautätigkeit bestimmten Anteils am Hauszinssteuer-Aufkommen gemäß § 11, Abs. 1 der Hauszinssteuer-Verordnung vom 2. Juli 1926 die Gemeinden auch berechtigt waren, Hauszinssteuer-Darlehen auf Stahlhausbauten zu geben.

Die Hessische Landesbank fing an, Stahlhäuser der „Stahlhaus G. m. b. H. Duisburg" (System Blecken, Vereinigte Stahlwerke) bis zu 40% an erster Stelle zu denselben Bedingungen zu beleihen wie Massivbauten. Andere Hypothekenbanken folgten. In allerjüngster Zeit ist nun eine Verständigung dahin getroffen worden, daß die Beleihung individuell von der einzelnen Anstalt nach den für Ziegelbauten geltenden Grundsätzen vorgenommen werden kann unter Beobachtung der Bestimmung der Hypotheken-Gesetze.

Diese Wandlung in der Haltung der Banken war sicherlich zum größten Teil auf die Tätigkeit des Deutschen Normenausschusses zurückzuführen, der aus sich heraus Gütevorschriften für Stahlhäuser festsetzte. Die Forderungen, die die zweite Fassung des Entwurfes des Deutschen Normenausschusses vom 6. November 1928, — an dem auch Vertreter des Reichsarbeitsministeriums und des Verbandes öffentlicher Lebensversicherungsanstalten Deutschlands mitgearbeitet haben —, für Stahlhäuser vorsieht, beziehen sich auf:

Standsicherheit,
Witterungs- und Wärmeschutz,
Feuersicherheit- und Blitzschutz,
Schalldämpfung,
Schutz gegen Feuchtigkeit und Rostbildung.

Zu dem eigentlichen Entwurf wurden noch Erläuterungen festgesetzt, die u. a. auch eine Bestimmung des Begriffes „Stahlhaus" enthalten. Nach diesen Gütevorschriften können die aufgeführten Bedingungen erfüllt werden sowohl von Stahlskelettbauten wie von Stahlhautbauten. Beide können grundsätzlich beliehen werden, wenn sie den Bedingungen des Deutschen Normenausschusses, insbesondere die der Ortsfestigkeit, entsprechen.

Nach Einführung der Gütevorschriften des Deutschen Normenausschusses sollten von den Versicherungsanstalten und Hypothekenbanken keine Einwendungen mehr gegen die Beleihung von Stahlhäusern erhoben werden. Tatsächlich hat sich dann auch sofort z. B. die Stadtschaft der Provinz Brandenburg grundsätzlich bereit erklärt, Stahlhausbauten zu beleihen, wenn die Gütevorschriften des Deutschen Normenausschusses beachtet sind. In diesem Falle gibt die Stadtschaft Amortisations-Hypotheken mit einer jährlichen Amortisation von 2%. Weiterhin haben sich von den Banken — soweit bekannt geworden — bisher grundsätzlich zur Beleihung von Stahlhäusern bereit erklärt: Die Preußische Zentral-Bodenkredit-A.-G. in Berlin, die Berliner Hypothekenbank A.-G. in Berlin, die Bayerische Hypotheken- und Wechselbank in München, die Württembergische Hypothekenbank in Stuttgart, die Mitteldeutsche Bodenkreditbank in Greiz, die Westdeutsche Bodenkreditanstalt in Köln und die Bayerische Vereinsbank.

Es ist bemerkenswert, festzustellen, daß in den letzten acht Jahren in den Vereinigten Staaten der Anteil der Stahlskelett-Bauweise an den gesamten Bauvorhaben von rd. 15% auf etwa 50% gestiegen ist, und daß dieser Anteil sich aus einer sorgfältig durchgeführten Bauorganisation und einer ausgedehnten Normung und Typisierung erklärt.

Die auch bei uns kaum aufzuhaltende Rationalisierung im Bauwesen läßt darauf schließen, daß sich der Stahlhausbau auch in Deutschland naturnotwendig im gleichen Sinne entwickeln wird.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift DIE BAUTECHNIK Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang | BERLIN, 22. Februar 1929 | Heft 4

Alle Rechte vorbehalten.

Die Verstärkung der Wiedbrücke.

Von Dipl.-Ing. **M. Thümecke**, Rheinbrohl.

(Veröffentlicht im Benehmen mit dem Brückendezernat der Reichsbahndirektion Köln.)

Kurz vor der Mündung der Wied in den Rhein kreuzt die rechtsrheinische Eisenbahn den vom Westerwald kommenden Bach. Zur Überführung der Gleise dienten ursprünglich zwei eingleisige eiserne Brücken von etwa 65 m Stützweite. Die Hauptträger dieser Überbauten hatten parallele Gurtungen mit zweifacher Netzwerkausbildung.



Abb. 1. Die Brücke nach dem Einsturz des nördlichen Widerlagers.

Als diese Brücken den allmählich steigenden Belastungen nicht mehr gewachsen waren, wurden sie im Jahre 1906/07 durch eine dritte Gurtung, einen darüber gespannten Stabbogen, verstärkt. In diesem Zustande hätte die Brücke lange Zeit dem lebhaften Verkehr genügt, als am 9. Februar 1909 die Wied infolge plötzlicher Schneeschmelze und starken Regens auf dem Westerwald zu einem reißenden Fluß anschwoll und das nördliche Widerlager derart unterspülte, daß es einstürzte und die beiden Überbauten mitriß. Glücklicherweise war die Gefahr rechtzeitig bemerkt worden und dadurch ein weiteres, unabsehbares Unglück vermieden.

Die Abb. 1 zeigt die Brücke nach der Katastrophe. Das linke Widerlager ist vollständig abgesackt, so daß die Überbauten an diesem Ende tief im Wasser liegen.

Durch den Einsturz der Brücke war der Güterverkehr auf dieser Strecke vollständig unterbunden, der Personenverkehr konnte nur durch Umsteigen aufrechterhalten werden. Die Reichsbahndirektion Köln beauftragte daher die damalige Firma „Aktiengesellschaft für Brückenbau, Tiefbohrung und Eisenkonstruktionen" zu Neuwied a. Rh. — die heute durch die „Hilgers A.-G.", Rheinbrohl und Neuwied, weitergeführt wird —, eine neue Brücke zu erstellen und zunächst durch eine Notbrücke die Verbindung der Gleise wiederherzustellen.

Die Notbrücke wurde aus verfügbaren Blechträgern zusammengesetzt, so daß bereits nach 14 Tagen die Strecke wieder befahrbar war.

Um einer ähnlichen Katastrophe vorzubeugen, wurde der Durchflußquerschnitt erheblich vergrößert und ein neuer zweigleisiger Überbau von 86 m Stützweite und 8,4 m Hauptträgerabstand errichtet. Die neuen Hauptträger waren Halbparabelträger mit einer größten Höhe von 12,80 m in der Mitte und 8,6-m-Feldern des Hauptsystems. Durch Zwischenteilung ergab sich der Querträgerabstand zu 4,30 m. (Abb. 2.)

Als die Reichsbahn in den letzten Jahren dazu überging, die Hauptstrecken für die neuen Lastenzüge *E* bezw. *N* auszubauen, stand die Direktion Köln vor der Entscheidung, entweder die verhältnismäßig neue Brücke wieder abzubrechen und durch eine andere zu ersetzen, oder die Brücke, die allerdings nur dem Lastenzug *G* genügte, entsprechend zu verstärken.

Sie beauftragte daher die Firma Hilgers A.-G., zunächst einen Verstärkungsentwurf für den Lastenzug *E* aufzustellen.

Es kam aber nicht zur Ausführung dieses Entwurfs, da inzwischen die Strecke als *N*-Strecke ausgebaut wurde. Infolgedessen mußte für den Lastenzug *N* ein neuer Verstärkungsentwurf ausgearbeitet werden,



Abb. 2. Die Brücke mit neuem Überbau.

der erhebliche Querschnittsveränderungen ergab und eine Verstärkung der Stabanschlüsse an den Knotenpunkten durch weit übergreifende Laschen vorsah, die mit Rücksicht auf den zumindest eingleisig aufrechtzuerhaltenden Bahnbetrieb nacheinander aufgebracht werden sollten.

Die Ausführungskosten dieses Entwurfs betrugen annähernd nur etwa ein Drittel der Kosten eines Neubaues, und die Reichsbahndirektion entschloß sich zu seiner Ausführung. Von der vorgeschlagenen Verstärkung der Stabanschlüsse sah sie jedoch ab, da die Knotenbleche — wie überhaupt bei den früheren Konstruktionen — äußerst knapp bemessen und die Laschenanschlüsse wegen der vielfachen Unterfutterung konstruktiv schwierig durchzuführen waren. Es sollten daher die alten Knotenbleche, wie dies zum Teil auch bei früheren Verstärkungen mit Erfolg ausgeführt war, vollständig gelöst und durch neue ersetzt werden.

Unklar war dabei die Frage der Berechnung dieser Knotenbleche und der anschließenden Stäbe, da die in den „Grundlagen" festgelegten Richtlinien für derartige Fälle nicht innegehalten werden konnten.

Die einfachste Lösung wäre eine vollständige Entlastung der Brücke durch ein festes Gerüst gewesen. Dies war aber der freizuhaltenden Schiffahrtsöffnung und des schlechten Baugrundes wegen mit solchen Schwierigkeiten verknüpft, daß man davon Abstand nahm und sich damit abfand, die Verstärkung ohne Entlastung der Brücke durchzuführen.

Bezüglich der hiernach aufzustellenden Berechnung sollten nach einer Vereinbarung mit der Reichsbahndirektion Köln grundsätzlich den vorhandenen Querschnittsteilen und Anschlüssen die gesamte ständige Last und den verstärkten Querschnitten und Anschlüssen die Verkehrslast zugewiesen werden. Begründet wurde diese Kraftverteilung damit, daß ihre genaue rechnerische Erfassung infolge des allmählichen Auseinandernietens der Brücke nicht möglich war und die so theoretisch festgelegte Aufteilung der Kräfte einen Sicherheitsfaktor für die ungleichmäßige Beanspruchung bilden sollte.

Auf dieser Grundlage war der Entwurf fertiggestellt und mit der Ausführung begonnen, als anläßlich eines Verstärkungsentwurfs einer anderen Brücke, der der Hauptverwaltung in Berlin zur Prüfung vorgelegen hatte,

die Frage der grundsätzlichen Berechnung derartiger Verstärkungen mit der Hauptverwaltung eingehend durchgesprochen wurde.

Geheimer Baurat, Reichsbahndirektor Dr.-Ing. Schaper und Reichsbahnrat Ernst von der Hauptverwaltung waren der Ansicht, daß für die Art der Berechnung der Arbeitsvorgang maßgebend sein muß.

Hieraus ergibt sich, wie weiter unten wegen der allgemeinen Bedeutung der Frage näher ausgeführt werden soll, eine Kraftverteilung, die m. E., abgesehen von den auch bei Neubauten vorhandenen Nebenspannungen, einen sehr sicheren Anhalt für die Berechnung der Grenzspannungen bietet.

Bei Entwicklung dieses Grundgedankens ergibt sich nun folgendes: Bei der Auswechslung von Knotenblechen eines zweiwandigen Hauptträgers und bei der vorübergehenden Trennung aller Anschlüsse an diesen Knotenblechen wird die Stabkraft aus ständiger Last gezwungen, in die jeweils tragfähige Wandung überzugehen, so daß diese Wandung allein die gesamte ständige Last tragen muß. Werden also beispielsweise die Knotenbleche der äußeren Wandung eines Hauptträgers zuerst abgenietet, so sind die Kräfte aus der ständigen Last gezwungen, ausschließlich durch die Anschlüsse der inneren Wandung hindurchzugehen. Durch das Einbringen und Vernieten der neuen Knotenbleche ändert sich an diesem Zustand zunächst nichts.

Werden nun nach Fertigstellung der Verstärkung der äußeren Wandung die Knotenbleche der inneren Wandung ausgewechselt, so tritt jetzt der umgekehrte Vorgang ein. Die Kräfte gehen in die äußere Wandung über, in der sie, da ein weiterer Zwangseingriff in den Gleichgewichtszustand nicht mehr erfolgt, auch nach Beendigung der Verstärkung verbleiben.

Es würde also in dem angenommenen Beispiel, bedingt durch die Art der Ausführung, die äußere Wandung für die ganze ständige Last und die halbe Verkehrslast, die innere Wandung dagegen nur für die halbe Verkehrslast zu berechnen sein.

Da infolgedessen bei gleicher Ausbildung beider Wandungen die innere verhältnismäßig niedrig beansprucht wird, liegt es nahe, beide Wandungen verschieden zu verstärken und die Anschlüsse den Kräften anzupassen. Daraus würde sich — bei Annahme der Verteilung der Verkehrslast zu gleichen Teilen auf beide Wandungen — eine ungleiche Spannung in diesen und demgemäß auch eine ungleiche Längenänderung ergeben. Dies ist aber bei den anschließenden Stäben, deren Wandungen durch ein Stegblech oder durch Kopfplatten starr miteinander verbunden sind, nicht möglich, ohne daß in ihnen Biegungsmomente hervorgerufen werden, die bei der Querschnittbestimmung der Stäbe berücksichtigt werden müßten. Damit wäre aber, abgesehen von der unübersichtlichen Berechnung, der Vorteil einer beabsichtigten Querschnittersparnis zum größten Teil hinfällig.

Anders liegt natürlich der Fall, wenn die beiden Wandungen nicht oder nur wenig miteinander verbunden sind, so daß ungleiche Längenänderungen in ihnen vorstellbar sind. Jedoch ist auch hier, wenn nicht besondere Gründe dagegen sprechen, stets einer Symmetrie der Querschnitte der Vorzug zu geben.

Stellt man nun die Überlegungen, die zunächst nur für die Stabanschlüsse gelten, für die Stäbe selbst an, so ergibt sich zunächst ohne weiteres, daß die doppelwandigen Querschnitte ohne feste gegenseitige Verbindung in der gleichen Weise wie ihre Anschlüsse zu berechnen sind.

Aber auch die I- und П-förmigen Querschnitte, bei denen die Fläche des Steges im Verhältnis zu den Flanschen klein ist, was bei den meisten Stäben der Fall ist, können mit genügender Genauigkeit wie Querschnitte ohne durchgehende Verbindung behandelt werden. Streng genommen dürfte dann allerdings der Querschnitt des Steges nicht zur Ermittlung der größten Spannungen voll eingerechnet werden. Von dieser genaueren Berechnung ist jedoch bei den Querschnitten der Wiedbrücke Abstand genommen, da die Stäbe niemals gleichzeitig an beiden Enden, sondern nur nacheinander in ihren Anschlüssen gelöst wurden, wodurch sich eine etwas günstigere Kraftverteilung ergibt, der durch die Einbeziehung des Steges in den Querschnitt Rechnung getragen wurde.

Die Berechnung aller an neue Knotenbleche anschließenden Stäbe konnte also auf eine sehr einfache Form gebracht werden.

Anders liegen nun die Verhältnisse bei Stäben, bei welchen nur geringe Teile abgenietet werden. Nach Möglichkeit sind natürlich hierbei die von der Reichsbahn in den Grundlagen angegebenen Richtlinien innezuhalten. Muß nun aber ein Stab derart erheblich verstärkt werden, daß nacheinander fast sämtliche Bestandteile gelöst werden müssen, so kann die Berechnung nach den Vorschriften unmöglich werden. Hier muß sinngemäß im Einklang mit dem Arbeitsvorgang, der das Aufbringen und Vernieten der Verstärkungen nacheinander vorsieht, die Berechnung durchgeführt werden, so daß sich die Stabkraft aus der ständigen Last stets auf einen genügend großen Rumpfquerschnitt verteilen kann. In welcher Weise die größten Spannungen unter diesen Umständen ermittelt werden können, soll später an einem, einer anderen Brückenverstärkung entnommenen Beispiel gezeigt werden.

Nach Änderung des Berechnungsganges durch die Hauptverwaltung zeigte sich, daß eine grundlegende Änderung der Verstärkungen nicht erforderlich war. Die Verstärkungen des Obergurtes und einiger Streben konnten fast unverändert übernommen werden; bei den übrigen Streben und Pfosten mußte die Verstärkung um eine weitere Platte vermehrt werden, was sich ohne Schwierigkeit erreichen ließ. Nur am Untergurt war der Anschluß der Querträger den neuen Verstärkungen im Wege. Es wurde daher ausnahmsweise für die beiden Wandungen des Untergurtes, die nur durch einzelne Bindebleche und die Windverbandknotenbleche miteinander im Zusammenhang standen, eine ungleiche Ausbildung in der oben angedeuteten Art gewählt.

Die einzige wesentliche Änderung erfuhren die Stöße der Verstärkungsteile. Während ursprünglich die Stoßdeckung dieser nur nach der in den betreffenden Querschnittsteilen herrschenden Kraft, aus der Verkehrslast herrührend, ausgebildet waren, mußte nunmehr fast durchweg der volle Querschnitt ersetzt werden.

Insgesamt betrug der Mehraufwand an Baustoff gegenüber dem ersten Entwurf durch die Umrechnung annähernd 25 %.

Auf der Tafel 1 sind nun die zur Ausführung gekommenen Querschnitte dargestellt, wobei die aufgebrachten Verstärkungsteile voll angelegt sind. Ihre Lage ist dabei so gewählt, daß die neuen Schwerlinien mit den alten fast zusammenfallen. Bei einzelnen Querschnitten, insbesondere beim Obergurt ist zu berücksichtigen, daß bei ihnen bereits früher bestellte und vorhandene Teile verwendet worden sind und daß ohne Rücksicht darauf auch eine andere Lösung möglich gewesen wäre.

Im folgenden soll nun die Verstärkung an einzelnen Beispielen statischer und konstruktiver Art näher erläutert werden.

a) Berechnung des Stabes D_{VI-7-8}, dessen beiderseitige Anschlüsse wegen Auswechselung der Knotenbleche vollständig gelöst werden mußten und der als Zugstab, Druckstab und Wechselstab zu berechnen ist.

Für den Teil D_{VI-7} ist:

$$S_g = +42\text{ t};\quad S_p = +270\text{ t bezw.} -145\text{ t}$$

und für den Teil D_{7-8} ist:

$$S_g = +30\text{ t};\quad S_p = +268\text{ t bezw.} -185\text{ t.}$$

Für den auf Tafel 1 dargestellten Querschnitt D_{VI-8} ist $F_{br} = 308{,}8\text{ cm}^2$, $F_n = 247{,}1\text{ cm}^2$ und $i_y = 6{,}65$ cm. Die Untersuchung auf Knicken in der x-Achse wurde nicht durchgeführt, da $i_x > 2\,i_y$ ist.

Die größte Zugspannung ergibt sich zu

$$\max\sigma = \sigma_g + \sigma_p + \frac{42\,000\cdot 2}{247{,}1} + \frac{270\,000}{247{,}1} = \sim 1435\text{ kg/cm}^2.$$

Die größte Knickspannung errechnet sich folgendermaßen; es ist

$$s_{ky} = 630\text{ cm};\quad \lambda = \frac{630}{6{,}65} = 95;\quad \omega = 2{,}12$$

$$\min S_{VI-7} = +42 - 145 = -103\text{ t}$$

$$\min S_{7-8} = +30 - 185 = -155\text{ t}$$

Maßgebend ist also S_{7-8}.

In sinngemäßer Anwendung der oben entwickelten Grundsätze muß die größte Druckspannung in der Wandung berechnet werden, deren Anschlüsse zuletzt gelöst worden sind und die somit nicht von der ständigen Last beeinflußt wird. Dann ergibt sich als reine Druckspannung

$$\sigma_d = \frac{185\,000}{308{,}8} = \sim 600\text{ kg/cm}^2.$$

Für die zusätzliche Knickspannung dagegen wird der Stab als ganzes betrachtet. Es kann daher hierbei der günstige Einfluß der ständigen Last berücksichtigt werden, so daß sich ergibt

$$\sigma_k = \frac{155\,000\cdot(2{,}12 - 1{,}00)}{308{,}8} = \sim 560\text{ kg/cm}^2.$$

Mithin ist $\min\sigma = 600 + 560 = 1160\text{ kg/cm}^2$.

Schließlich ist noch die Beanspruchung infolge der Wechselwirkung zu ermitteln. Für die am stärksten beanspruchte Wandung ergeben sich die größten gegensätzlichen Stabkräfte für den Teil VI — 7 zu

$$S_+ = +42 + \frac{270}{2} = +177\text{ t}$$

$$S_- = +42 - \frac{145}{2} = -30{,}5\text{ t}$$

$$\sigma = \frac{177\,000 + 30\,500\cdot 0{,}3}{\frac{247{,}1}{2}} = 1506\text{ kg/cm}^2$$

und für den Teil 7 — 8 zu

$$S_+ = +30 + \frac{268}{2} = +164\text{ t}$$

$$S_- = +30 - \frac{185}{2} = -62{,}5\text{ t}$$

$$\sigma = \frac{164\,000 + 62\,500\cdot 0{,}3}{\frac{247{,}1}{2}} = \sim 1480\text{ kg/cm}^2.$$

Tafel 1.

	Bezeichnung	Querschnitt	Nutzfläche ohne Verstärkung	Nutzfläche mit Verstärkung
Obergurt	O_{II-VI}		664,8	1093,6
Obergurt	O_{VI-X}		786,6	1284,4
Untergurt	U_{0-4}		Innen 266,6 Außen 266,6	371,9 446,9
Untergurt	U_{4-8}		Innen 437,8 Außen 437,8	539,5 726,1
Untergurt	U_{8-10}		Innen 459,4 Außen 459,4	561,1 754,9
		Die Stäbe des Zwischensystems wurden nicht verstärkt.		
Streben	D_{0-II}		921,4	1208,5
Streben	D_{II-4}		343,2	532,2
Streben	D_{4-VI}		335,2	559,2
Streben	D_{VI-8}		193,6	308,8
Streben	D_{8-X}		253,6	337,6
Pfosten	V_{II}, V_{VI}, V_X		130,8	223,8

b) Berechnung eines verstärkten Stabes, dessen Anschlüsse bei der Verstärkung nicht gelöst werden.

Dieses Beispiel soll der Vollständigkeit halber hier durchgerechnet werden. Es ist nicht der Wiedbrücke, bei der sämtliche Knotenbleche ausgewechselt wurden, sondern der Verstärkung einer anderen Brücke entnommen.

Der Querschnitt des betreffenden Stabes ist mit den Verstärkungsteilen in Abb. 3 dargestellt.

Zunächst wird die größte Druckspannung nach den in den Berechnungsgrundlagen gegebenen Richtlinien ermittelt. Es ist

$$\sigma_g = 134 \text{ t}, \ \sigma_p = 630 \text{ t}.$$

Abb. 3.

Bei dem Aufbringen der Verstärkungsteile müssen die vorhandenen Platten 1 ⊏ 750·10, 2 ⊏ 175·15 und 2 ⊏ 175·22 vorübergehend gelöst werden, so daß ein Rumpfquerschnitt aus 2 ⊏ 400·11, 4 ∟ 140·13 und 2 ⊏ 120·13 verbleibt, welcher die ständige Last aufnimmt. Bei einer Fläche dieses Rumpfquerschnitts von $F_1 = 259$ cm² wird

$$\sigma_g = \frac{134\,000}{259} = \sim 520 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Gesamtfläche einschließlich der Verstärkungsteile beträgt $F_2 = 683{,}7$ cm². Hieraus ergibt sich

$$\sigma_v = \frac{630\,000}{683{,}7} = \sim 920 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei einem Knickwert von $\omega = 1{,}1$ wird somit

$$\max \sigma = 1{,}1\,(520 + 920) = 1584 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Verstärkung wäre also nicht ausreichend.

Zieht man nun die zeitlich nacheinander erfolgende Verstärkung der oberen und unteren Gurtung dieses Querschnitts in Betracht, so ergibt sich folgender Rechnungsgang:

Nach dem Losnieten der Kopfplatten ⊏ 750·10 bleibt ein Restquerschnitt des unverstärkten Teiles bestehen, aus 4 ∟ 140·140·13, 2 ⊏ 400·11, 2 ⊏ 120·13, 2 ⊏ 175·15 und 2 ⊏ 175·22. Die Fläche dieses Teiles ist $F_1 = 388{,}7$ cm².

$$\sigma_{g_1} = \frac{134\,000}{388{,}7} = 345 \text{ kg/cm}^2.$$

Sind nun die neuen Kopfplatten ⊏ 750·10 aufgebracht und werden die unteren ⊏ 175·15 und ⊏ 175·22 zur Vornahme der weiteren Verstärkung abgenietet, so muß die in diesen befindliche Kraft auf den zweiten sich ergebenden Teilquerschnitt überwandern, der die bereits aufgenieteten Kopfplatten enthält.

Die abzunietende Fläche der 2 ⊏ 175·15 und 2 ⊏ 175·22 beträgt $F' = 129{,}5$ cm². Die hieraus auf den zweiten Teilquerschnitt überfließende Kraft ist $P' = 129{,}5 \cdot 0{,}345 = 44{,}7$ t.

F_2-Fläche des zweiten Teilquerschnitts

$$= 388{,}7 - 129{,}5 + 3 \cdot 75{,}0 \cdot 1{,}0 = 484{,}2 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma_{g_2} = \frac{44\,700}{484{,}2} = 92 \text{ kg/cm}^2.$$

Mithin ergibt sich die größte Beanspruchung aus der ständigen Last zu

$$\sigma_g = \sigma_{g_1} + \sigma_{g_2} = 437 \text{ kg/cm}^2.$$

Aus Verkehrslast ist wieder wie vor $\sigma_p = 920$ kg/cm².

Unter Einführung des Knickwertes wird mithin die Gesamtspannung $\max \sigma = 1{,}1 \cdot (437 + 920) = 1493$ kg/cm².

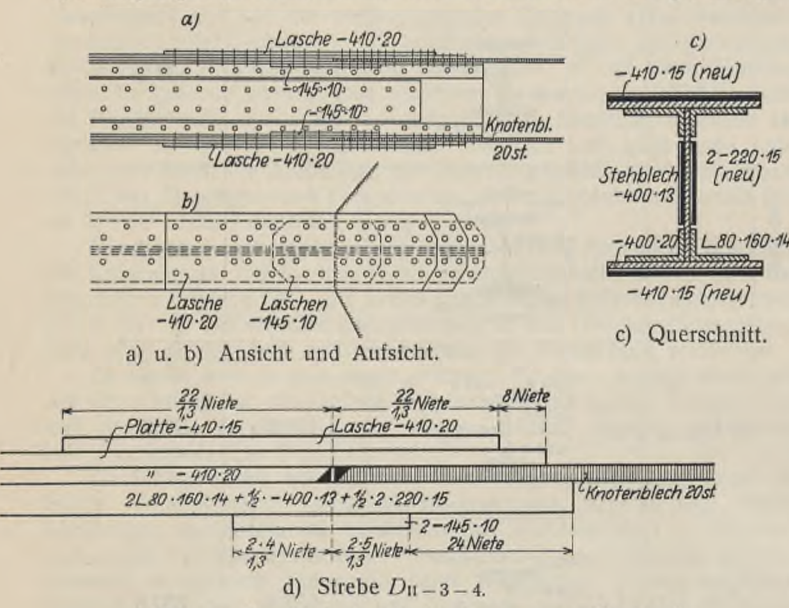
Der Querschnitt ist somit ausreichend verstärkt, wenn der Arbeitsgang in der vorausgesetzten Reihenfolge vorgenommen wird.

Zu bemerken ist jedoch, daß im allgemeinen eine derartige Kraftverteilung wegen der mehrfachen Schwerachsenverlagerung und der dadurch verursachten, nicht unerheblichen Nebenspannungen zu vermeiden ist.

c) Berechnung des Anschlusses der Strebe D_{II-3-4} am Knoten 4. Die konstruktive Ausbildung des Anschlusses zeigen die Abb. 4a bis c. Für die statische Berechnung hat sich die schematische Darstellung des Anschlusses nach Abb. 4d sehr bewährt, indem zur Erleichterung der Prüfung statt der Wiederholung der Konstruktionszeichnung die Anordnung der einzelnen Teile in klarer Weise durch einfache Flächen

wiedergegeben ist und die vorhandenen Anschlußniete der Zahl nach eingeschrieben sind. Die indirekten Niete werden durch den Nenner 1,3 als solche gekennzeichnet.

Im Gegensatz zu der Berechnung der Stöße und Anschlüsse bei Neubauten, bei denen nach Vorschrift die Flächen im einzelnen ihrem Querschnitt nach zu decken sind, ist es bei Verstärkungen zulässig, nur den Nachweis für den ausreichenden Anschluß der auftretenden Kräfte zu bringen. Man geht dabei am besten in der Weise vor, daß man den Querschnitt jedes einzelnen Bauteils dem Querschnitt der Anschlußniete gegenüberstellt und zuletzt die kleineren Werte addiert. Damit erhält man die kleinste Anschlußfläche, die man am besten mit „Fläche des geringsten Widerstandes" bezeichnet und die die größte auftretende Spannung ergiebt, welche für alle Stoß- oder Anschlußteile gleich ist.



a) u. b) Ansicht und Aufsicht.

c) Querschnitt.

d) Strebe D_{II-3-4}.

Abb. 4. Anschluß der Strebe D_{II-3-4} am Knoten 4.

Unter diesem Gesichtspunkt ist die folgende Tafel 2 aufgestellt, wobei zunächst mit den außenliegenden, d. h. in diesem Fall am weitesten vom Knotenblech entfernt liegenden Teilen begonnen ist.

Die Stabkräfte der Strebe sind: $S_g = 129$ t, $S_p = 396$ t. Da das Knotenblech ausgewechselt wurde, ist der Anschluß einer Wandung für die Kraft $S_{g+p} = 129 + \frac{396}{2} = 327$ t zu berechnen.

Tafel 2.
Ermittlung der geringsten Widerstandsfläche des Anschlusses der Strebe D_{II-3-4} an den Knoten 4.

Bezeichnung	Querschnittsteil	F_n cm²	Anschluß mit näherer Bezeichnung	Anschluß am Knoten F_{min}
Außenseite des Knotenblechs	Lasche ⊄ 410 · 20	71,6	Anschluß an ⊄ 410 · 15 durch $\frac{22}{1,3}$ Niete ⌀ 26 mit $F_s = 71,9$ cm² $71,6 < 71,9$.	71,6
	Platte ⊄ 410 · 15	53,7	Anschluß an das Knotenblech durch $\frac{22}{1,3} + 8$ Niete ⌀ 26 mit $F_s = 106,0$ cm² $53,7 > (106,0 - 71,6)$.	35,6
Innenseite des Knotenblechs	Verstärkungen $^1/_2$·2·220·15	26,1	Anschluß an das Stehblech ⊄ 400 · 13 durch $\frac{1}{2}$ · 8 Niete ⌀ 23, $F_s = 26,6$ cm² $26,1 < 26,6$	
	Stehblech $^1/_2$ ⊄ 400 · 13	20,0	Anschluß an die Winkel 80 · 160 · 14 durch 6 zweischn. Niete ⌀ 23 $F_s = 39,8$ cm² $(26,1 + 20,0) > 39,8$	
	2 Laschen ⊄ 145 · 10	23,8	Anschluß an die Winkel indirekt durch $\frac{8}{1,3}$ einschn. Niete ⌀ 26, $F_s = 26,1$ cm² $23,8 < 26,1$	
	2 Winkel 80 · 160 · 14	53,4	Anschluß an das Knotenblech durch $\frac{10}{1,3} + 24$ einschn. Niete ⌀ 26 mit $F_s = 134,7$ cm² $(39,8 + 23,8 + 53,4) < 134,7$ cm²	117,0
			$\Sigma F_{min} =$	224,2

Aus der in der Tafel 2 ermittelten geringsten Widerstandsfläche ergibt sich die größte Spannung somit zu

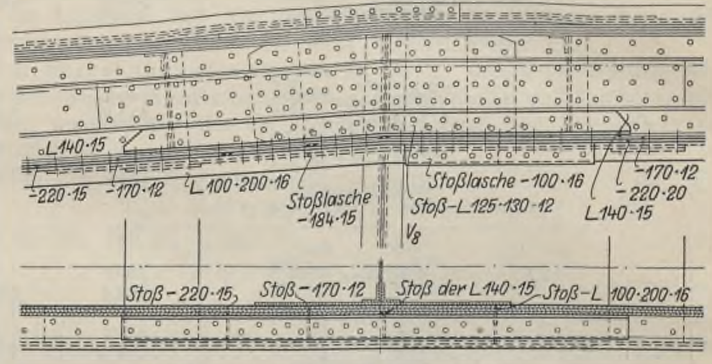
$$\sigma = \frac{327\,000}{224,2} = \sim 1460 \text{ kg/cm}^2.$$

d) Berechnung eines mehrfachen Stoßes. Als Beispiel wird der Stoß auf der Unterseite des Obergurts am Punkt 8 gewählt. Die konstruktive Ausbildung zeigen die Abb. 5a bis c, die schematische Darstellung für die Berechnung die Abb. 5d.

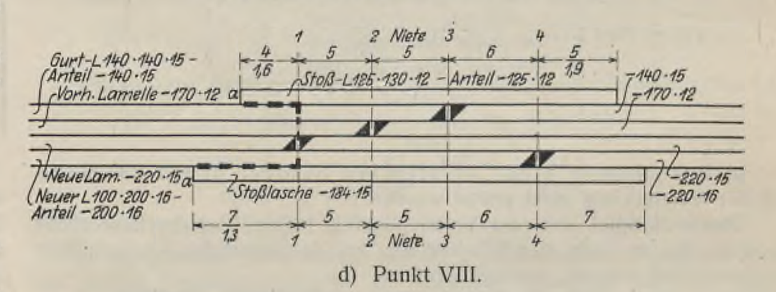
Gestoßen werden folgende Teile:

Querschnittsteil	Bemerkungen	F
∡ 140·140·15	Bei der Unterseite des Obergurts wird nur der abstehende Schenkel ⊄ 140 · 15 berechnet	21,0
⊄ 170 · 12	—	20,4
⊄ 220 · 15	—	33,0
∡ 100·200·16	Anteil aus dem Schenkel 200 · 16	32,0
	Gesamtfläche der gestoßenen Teile $\Sigma F =$	106,4

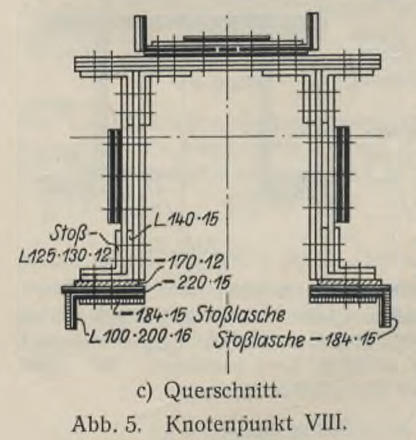
a) Ansicht.



b) Wagerechter Schnitt durch den Steg.



d) Punkt VIII.



c) Querschnitt.

Abb. 5. Knotenpunkt VIII.

Bei einer für den betreffenden Obergurtstab errechneten Druckspannung von $\sigma = 1,376$ t/cm² (ohne Knickspannung) beträgt die gesamte, im Stoß zu übertragende Kraft $P = 106,4 \cdot 1,376 = 146,5$ t.

Um den Nachweis der ausreichenden Stoßdeckung zu führen, empfiehlt sich im allgemeinen nicht, von den Einzelteilen auszugehen, da der Nachweis der Stoßdeckung für diese, ohne Zusammenhang mit den anderen, nicht nur sehr unübersichtlich ist, sondern auch häufig zu dem Ergebnis führt, daß die ermittelten Spannungen sehr verschiedenartig sind. Die Ermittlung der geringsten Widerstandsfläche des Gesamtstoßes gibt vielmehr, wie im vorigen Beispiel, auch hier die sicherste Grundlage für die Ermittlung der größten Stoßspannung, welche für alle Einzelteile denselben Wert hat.

Die Zusammenstellung der Flächen der Einzelteile und ihrer Anschlüsse zur Ermittlung der geringsten Widerstandsfläche enthält die nachfolgende Tafel 3. Da die Lage dieser Fläche zunächst noch unbekannt ist, müssen die Einzelflächen auf alle vier möglichen Schnitte bezogen werden. Danach läßt sich dann leicht die gesuchte Fläche, mit a—a bezeichnet, festlegen.

Tafel 3.

Querschnittsteil	F	Anschlußfläche im Schnitt 1	2	3	4
Anteil aus ∡ 125 · 130 · 12 ⊅ 125 · 12	15,0	$\frac{4}{1,6}$ Niete **10,6**	$\frac{4}{1,6}$ + 5 Niete 31,9	$\frac{5}{1,9}$ + 6 Niete 36,7	$\frac{5}{1,9}$ Niete 11,2
Anteil aus ∡ 140 · 140 · 15 ⊅ 140 · 15	**21,0**	5 + 5 42,5	5 21,2	0	6 25,5
Vorhandene Platte ⊅ 170 · 12	**20,4**	5 21,2	0	5 21,2	5 + 6 46,8
Neue Platte ⊅ 220 · 15	33,0	**0**	5 21,2	5 + 5 42,5	10 + 6 68,0
Anteil aus ∡ 100 · 200 · 16 ⊅ 200 · 16	**32,0**	6 + 5 + 5 68,0	6 + 5 46,8	6 25,5	0
Stoßlasche ⊅ 184 · 15	27,6	$\frac{7}{1,3}$ **22.9**	$\frac{7}{1,3}$ + 5 44,1	6 + 7 55,2	7 29,7

Es ergibt sich $\min F = 10{,}6 + 21{,}0 + 20{,}4 + 32{,}0 + 22{,}9 = 106{,}9$ cm² und mithin die größte Stoßspannung $\sigma = \frac{146\,500}{106{,}9} = 1370$ kg/cm².

Bei dieser Gelegenheit sei noch kurz ein anderer Stoß behandelt, der besonders deutlich veranschaulicht, in welcher übersichtlichen und nahezu zwangsläufigen Weise der Kraftverlauf in dem Stoß mit Hilfe der Fläche des geringsten Widerstandes festgestellt werden kann.

Es werden durch einen Staffelstoß nach Abb. 6 4 Platten ⊅ 220 · 20 gestoßen. Als Stoßdeckung werden gewählt 2 ⊅ 220 · 16. Bei einer reinen Druckspannung von $\sigma = 1400$ kg/cm² beträgt die zu übertragende Kraft

$$P = 1{,}4 \cdot 4 \cdot 22{,}0 \cdot 2{,}0 = 246{,}4 \text{ t}.$$
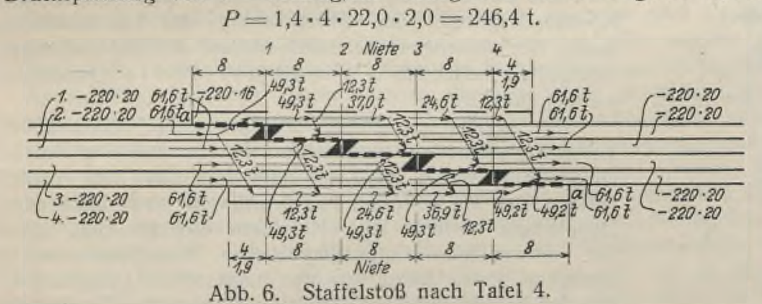


Abb. 6. Staffelstoß nach Tafel 4.

Die Gegenüberstellung der Einzelteile und ihrer Anschlüsse zur Ermittlung von ΣF_{min} erfolgt in Tafel 4.

Tafel 4.

Querschnittsteil	F	Anschlußfläche im Schnitt 1	2	3	4
Stoßlasche ⊅ 220 · 16 .	35,2	8 ∅ 26 **34,0**	16 ∅ 26 68,0	$\frac{4}{1,9}$ + 8 43,0	$\frac{4}{1,9}$ 8,95
1. Platte ⊅ 220 · 20 . .	44,0	0	8 34,0	16 68,0	24 102,0
2. Platte ⊅ 220 · 20 . .	44,0	8 **34,0**	0	8 34,0	16 68,0
3. Platte ⊅ 220 · 20 . .	44,0	16 68,0	8 **34,0**	0	8 34,0
4. Platte ⊅ 220 · 20 . .	44,0	24 102,0	16 68,0	8 **34,0**	0
Stoßlasche ⊅ 220 · 16 .	35,2	$\frac{4}{1,9}$ 8,95	$\frac{4}{1,9}$ + 8 43,0	16 68,0	8 **34,0**

Es ergibt sich $\Sigma F_{min} = 5 \cdot 34{,}0 = 170{,}0$ cm² und die Spannung im Stoß zu $\sigma = \frac{246\,400}{170{,}0} = \sim 1450$ kg/cm².

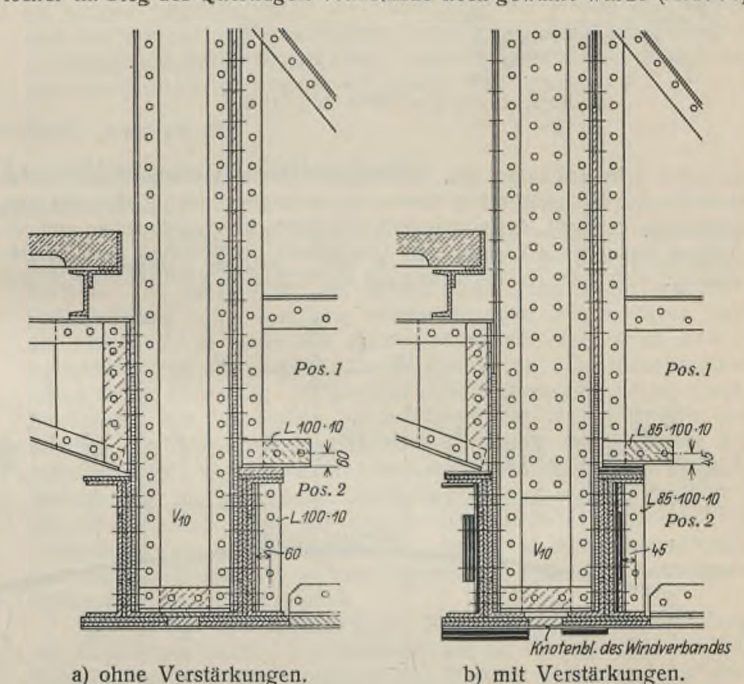
Aus dieser Spannung läßt sich nun rückwärts leicht der Kraftverlauf in den Einzelteilen feststellen. So zerlegt sich z. B. die in der ersten Platte wirkende Kraft von $P = \frac{246{,}4}{4} = 61{,}6$ t derart, daß in die obere Stoßlasche entsprechend ihrem Anschluß eine Kraft von $P' = 1{,}45 \cdot 34{,}0 = 49{,}3$ t eintritt, während der Rest von $P'' = 61{,}6 - 49{,}3 = 12{,}3$ t durch die untere Stoßlasche aufgenommen wird. Der Anschluß dieser ist bewirkt durch $\frac{4}{1,9}$ Niete ∅ 26 mit $F_s = 8{,}95$ cm², woraus sich ergibt $\sigma = \frac{12\,300}{8{,}95} = \sim 1375$ kg/cm².

Der Kraftverlauf innerhalb des Gesamtstoßes ist in Abb. 6 eingetragen.

Es liegt nicht im Rahmen dieses Aufsatzes, bei weiteren und schwierigeren Beispielen zu zeigen, wie mit Hilfe der Fläche des geringsten Widerstandes der Verlauf der Kräfte eindeutig und nahezu zwangsläufig festgestellt werden kann. Es genügt aber, die Grundlagen dafür aus den besonderen Verhältnissen der Wiedbrücke festgelegt zu haben.

Die konstruktive Durchbildung der Verstärkung der Wiedbrücke bot mancherlei Schwierigkeiten, die aber stets überwunden werden konnten, so daß eine einwandfreie Lösung in jedem Fall erreicht wurde.

So waren beispielsweise der Verstärkung der inneren Wandung des Untergurtes die Anschlüsse der unmittelbar an diesen stoßenden Querträger im Wege und gestatteten nur eine beschränkte Stärke der auf den Steg und die Oberseite aufzubringenden neuen Teile. Um daher diese überhaupt durchführen zu können, wurden die mit Pos. 1 und Pos. 2 der Abb. 7a bezeichneten Winkel abgenietet und das Stehblech des Querträgers um das erforderliche Maß abgekreuzt. Dies durfte aber nur so weit vorgenommen werden, daß ein ausreichender Abstand der Anschlußlöcher im Steg des Querträgers vom Rande noch gewahrt wurde (Abb. 7b).

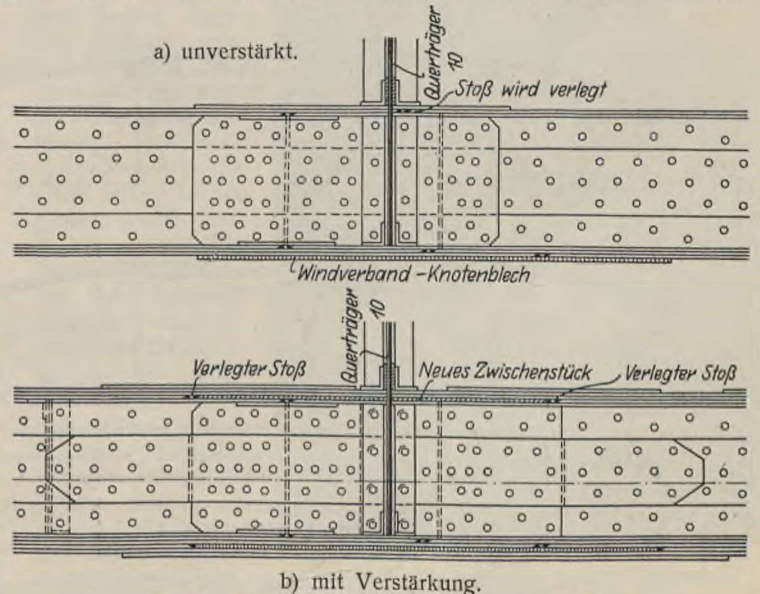


a) ohne Verstärkungen. b) mit Verstärkungen.

Abb. 7. Durchführung der Verstärkungen beim Anschluß der Querträger am Untergurt.

Bei den mittleren Querträgern genügte auch diese Lösung nicht, da der Fall eintrat, daß ein neu aufzubringender Flachstab gegen eine vorhandene Stoßlasche stieß und daß der Randabstand der Anschlußlöcher ein weiteres Kürzen der Querträger nicht zuließ. Es bestand also keine Möglichkeit, die neue Platte über die vorhandene Stoßlasche hinüberzuführen. In diesem Fall wurde der Stoß der vorhandenen Platte durch Einschalten eines neuen Zwischenstücks seitlich des Querträgeranschlusses verlegt, und zwar so weit, daß die Stoßlaschen nicht mehr mit dem Querträgeranschluß in Berührung traten (Abb. 8a u. 8b).

Während durch die Auswechslung der Knotenbleche die Anschlüsse der Füllungsstäbe im allgemeinen in der üblichen Art ausgeführt werden konnten, stellten sich bei dem Anschluß der Endstrebe an den Obergurt



b) mit Verstärkung.

Abb. 8. Verlegung eines vorhandenen Stoßes.

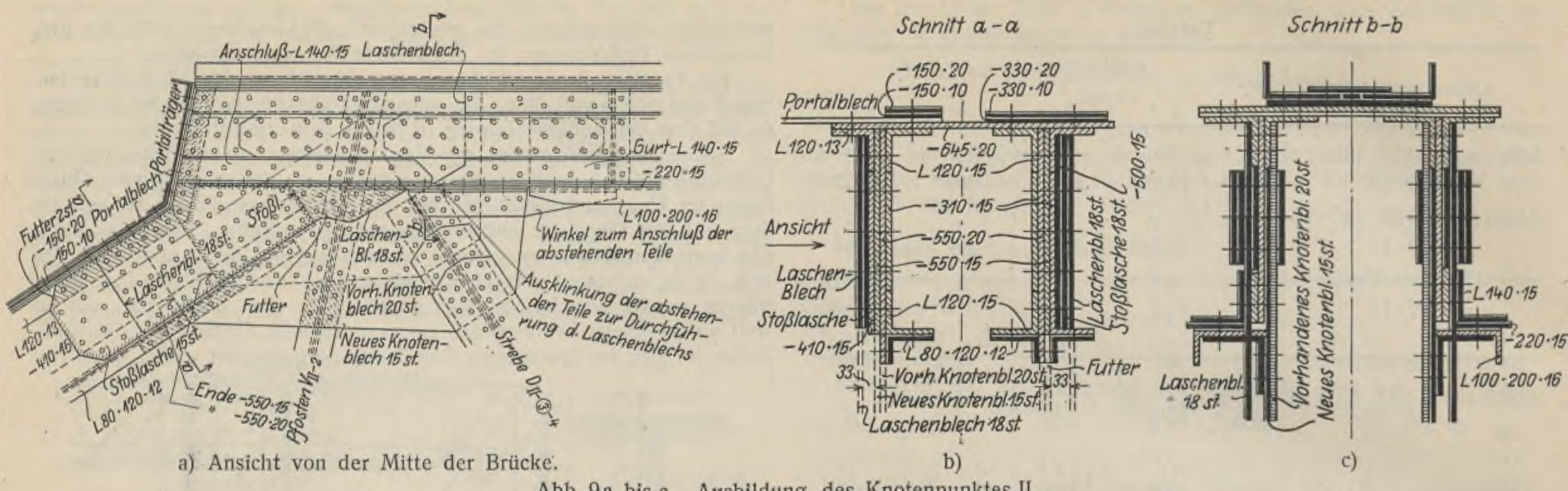

a) Ansicht von der Mitte der Brücke. b) c)

Abb. 9a bis c. Ausbildung des Knotenpunktes II.

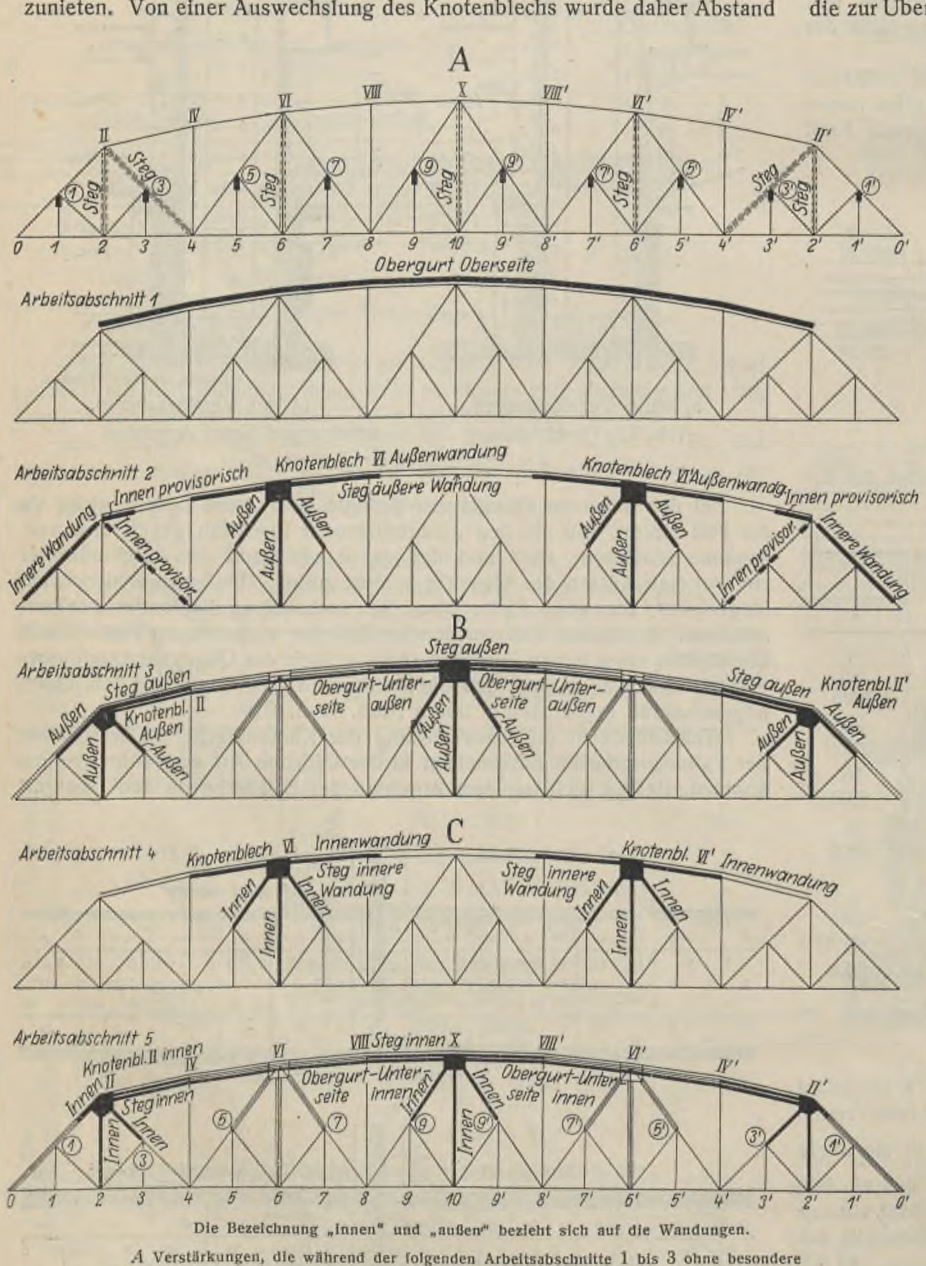
besondere Schwierigkeiten ein. Die eigentümliche Querschnittsausbildung dieser Strebe, die gleichzeitig Pfosten des schrägliegenden Endportals war, ermöglichte es nicht, das vorhandene Knotenblech herauszuziehen und ein größeres einzuschieben, ohne den Querschnitt vollkommen auseinanderzunieten. Von einer Auswechslung des Knotenblechs wurde daher Abstand genommen und zur Verstärkung der Anschlüsse zunächst auf das alte Knotenblech an Stelle eines vorhandenen Futters und einer Lasche ein neues größeres Knotenblech von 15 mm Stärke geschoben. Aber auch hierdurch erzielte man bei weitem nicht die Anzahl der Nietquerschnitte, die zur Überleitung der Kräfte von der Endstrebe zum Obergurt erforderlich waren, da auch durch das neue Knotenblech die Niete nur einschnittig beansprucht wurden. Erst durch das Auflegen eines beide Stäbe unmittelbar verbindenden Laschenblechs auf die Außenseite der Wandungen wirkte der größte Teil der Niete zweischnittig und ermöglichte so eine ausreichende Kraftübertragung. Zur Durchführung des Laschenblechs mußte der abstehende Schenkel des auf der Unterseite des Obergurtes befindlichen Winkels 140 · 140 · 15 abgekreuzt werden (Abb. 9).

Wie bereits am Anfang erwähnt, wurde während der Verstärkungsarbeiten eingleisiger Betrieb auf der Brücke eingerichtet, wobei die Züge stets über das Gleis geleitet wurden, das am weitesten von dem jeweils zu verstärkenden Hauptträger entfernt lag. Hierdurch erreichte man außer der notwendigen Entlastung dieses Hauptträgers einen genügend freien Raum für den ungestörten Längsverkehr auf der Brücke, was bei dem äußerst lebhaften Zugverkehr sehr wichtig war.

Trotzdem wirkte auch der eingleisige Betrieb für die schnelle Durchführung der Arbeiten sehr störend; denn bei Belastung der Brücke durch einen Zug durfte weder genietet noch gebohrt werden, da die Niete sonst unzulässige Vorspannung erhalten hätten, und durch die Erschütterungen der Brücke die Bohrer leicht abbrechen konnten.

Besonderes Augenmerk mußte auf die Übereinstimmung des Arbeitsvorganges auf der Baustelle mit den Voraussetzungen der statischen Berechnung gerichtet werden. Es wurde daher die Reihenfolge der einzelnen Arbeiten in einem besonderen Plan graphisch festgelegt, der die Verstärkung eines Hauptträgers in 12 Arbeitsabschnitten vorsah. Die Abb. 10 zeigt die ersten 5 Arbeitsabschnitte von der Verstärkung der oberen Hälfte eines Hauptträgers. Bei der Einteilung der einzelnen Arbeiten ließ sich natürlich nicht umgehen, daß die Reihenfolge oft den praktischen Erfordernissen widersprach.

Um die Gewißheit zu haben, daß die Arbeiten während des Bahnverkehrs ohne Gefährdung der Brücke durchgeführt werden konnten, wurde zunächst eine unverstärkte Wandung des Hauptträgers, der an der Seite des außer Betrieb befindlichen Gleises lag, dahin untersucht, ob sie imstande ist, die gesamte ständige Last einschl. der Rüstung und des Gewichts der Verstärkungsteile und die gesamte in dem betreffenden Hauptträger auftretende Verkehrslast allein zu übernehmen. Im allgemeinen war dies der Fall, ohne daß die zulässigen Beanspruchungen überschritten wurden. Wo die Anschlüsse nicht ausreichten, wurden sie behelfsmäßig verstärkt; bei unzureichenden Querschnitten wurden statt dieser Verstärkungen möglichst sofort die endgültigen aufgebracht, so daß nach diesen einleitenden Verstärkungen der einen Wandung an der anderen ohne besondere Vorsichtsmaßnahmen hätte gearbeitet werden können. Um ganz sicher zu gehen, bestimmte außerdem die Reichsbahndirektion Köln, daß die Auswechslung der Knotenbleche derart nacheinander zu erfolgen habe, daß von den vier Knotenblechen jedes Stabes jedesmal nur ein einziges ausgewechselt werden


Die Bezeichnung „Innen" und „außen" bezieht sich auf die Wandungen.

A Verstärkungen, die während der folgenden Arbeitsabschnitte 1 bis 3 ohne besondere Reihenfolge gemacht, aber mit Arbeitsabschnitt 4 beendet sein müssen.

B Beendigung der Verstärkungen auf der Außenseite der oberen Hälfte des Hauptträgers im Abschnitt 3.

C Vor Beginn des Arbeitsabschnitts 4 muß Abschnitt 3 erledigt sein.

Abb. 10. Übersicht der Arbeitsabschnitte 1 bis 5, welche die Verstärkung der Innenseite der oberen Hälfte eines Hauptträgers umfassen.

durfte. Gleichzeitig wurde durch diese Bestimmung eine etwas günstigere Verteilung der ständigen Last auf die Wandungen erreicht als der Berechnung zugrunde gelegt war.

Bei einzelnen Knickstäben würde durch das Herausschlagen der Niete zum Aufbringen der Verstärkungsteile der notwendige Zusammenhang der Einzelteile unterbrochen worden sein. Daher wurden zunächst nur die Nietköpfe abgeschlagen, wobei der Zusammenhang der Querschnittsteile durch die Nietschäfte immer noch gewahrt blieb. Sodann wurden die neuen Teile aufgelegt und nun die Nietschäfte einzeln herausgestoßen und jedesmal sofort durch Schrauben ersetzt, die zuletzt wieder, Stück für Stück, durch Niete ausgewechselt wurden.

Für den ganzen Bauvorgang hat sich als sehr praktisch erwiesen, daß die Verstärkungsflachstäbe der Streben in der Mitte gestoßen waren, so daß bei Auswechslung eines Knotenblechs und gleichzeitiger Verstärkung der anschließenden Streben der Einfluß dieser Arbeiten örtlich begrenzt blieb.

Die Gesamtdauer der Arbeiten betrug etwa 5 Monate. Infolge der vorerwähnten Schwierigkeiten sowie unter Berücksichtigung des Umstandes, daß durch die Umänderung des Entwurfs während der bereits begonnenen Arbeiten ein voller Monat verloren ging, kann diese Zeit außerordentlich kurz genannt werden. Bei einem Arbeitsstand, der in den letzten Monaten einen Monteur und durchschnittlich 25 Hilfsmonteure betrug, wurden im ganzen 231 t Verstärkungen eingebaut und dazu 40 Knotenbleche ausgewechselt, 38 000 Niete ⌀ 23 und ⌀ 26 herausgeschlagen und 56 000 Niete neugeschlagen.

Die Ausführung der Verstärkung sowie die Ausarbeitung der Entwürfe erfolgte durch die Firma Hilgers A.-G., Rheinbrohl a. Rh.

Zum Schluß sei noch ein kurzer Rückblick gestattet:

Während man im allgemeinen beim Umbau der Strecken für die schwereren Lastenzüge nur solche Überbauten verstärkte, bei denen eine verhältnismäßig geringe Vergrößerung der Querschnitte die erforderliche Tragfähigkeit herbeiführte oder die durch Anbau eines zweiten Hauptträgers oder einer besonderen Gurtung nur wenig auseinander genietet zu werden brauchten, zeigt die Verstärkung der Wiedbrücke, daß auch eine umfangreiche, unmittelbare Verstärkung aller Einzelglieder nicht nur konstruktiv gelöst werden kann, sondern unter Umständen auch durchaus wirtschaftlich ist, wie der vorliegende Fall ergeben hat.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahl-Skelettbau für ein Geschäftshaus in Köln-Kalk.

Von H. Schmudde, Köln-Kalk.

Die Stahl-Skelettbauweise ist bereits für eine Anzahl kleiner und mittlerer Wohnhäuser zur Anwendung gekommen. Bekannt ist auch die fast ausschließliche Wahl des Stahles als Baustoff für Wohnhäuser kleiner und kleinster Ausmaße. Die Zahl der Ausführungsarten für die Ausfüllung der Gefache des Stahl-Skelettes ist groß. Man hat hierfür nach der Außenseite hin Bimsbetonplatten, nach der Innenseite hin Tektonplatten, auch Holztafeln gewählt. Zwischen beiden Bekleidungen, also der der Außenseite und der der Innenseite, wurde ein mehr oder weniger großer Luftraum vorgesehen. In den weitaus meisten Fällen wurden die Platten der Außenbekleidung zwischen das Stahlgerippe gesetzt und die Außenfläche dann mit einem Verputz überzogen, der auch über das Stahlgerippe hinweg geführt wurde. All diesen Bauausführungen haftet jedoch immer noch etwas die Idee des Provisorischen und Vorübergehenden an. Die Zahl der Bauherren, ganz besonders in privaten Kreisen, die sich mit einer der oben angeführten Bauweisen ernsthaft befreunden und zum Bau eines größeren Hauses in dieser Bauweise entschließen, ist klein. Tatsache ist daher auch, daß die Stahl-Skelettbauweise für Einzelausführung in diese Kreise noch nicht so eingedrungen ist, wie sie es ihrer großen Vorteile wegen verdiente. Besonders dem Ingenieur will es nicht begreiflich erscheinen, daß man bis heute immer noch nicht ernsthaft von der alten Ziegelstein-Bauweise abkommen kann. Es mutet fast mittelalterlich an, wenn man sieht, wie auch heute noch die überwiegende Zahl der mittleren und auch größeren Wohn- und Geschäftshäuser aus kleinen Ziegelsteinen, Stein für Stein, und dazu noch von Hand, aufgebaut werden. Hierbei dient der Ziegelstein selbst außerdem noch zwei Zwecken, einmal als tragendes und dann als raumabschließendes Element.

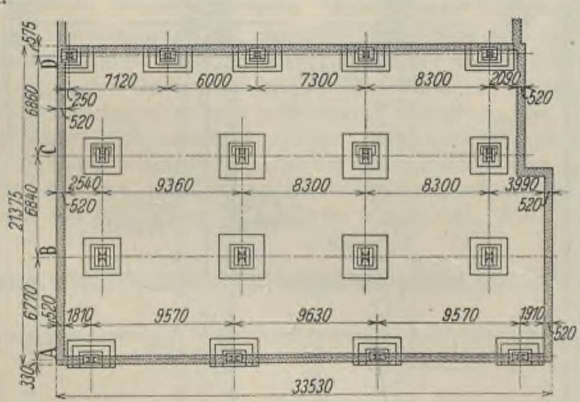


Abb. 1. Grundriß.

Bewußt gebrochen mit jener Bauweise wurde bei dem im folgenden beschriebenen Geschäftshaus-Neubau mittlerer Größe in Köln-Kalk. Auch hierfür war anfangs ein reiner Ziegelsteinbau geplant, aber mit Rücksicht auf die bestimmt zu erwartende kürzere Bauzeit wurde dann die Stahl-Skelettbauweise mit auszubetonierenden Decken und auszumauernden Wandflächen gewählt.

Die Grundriß-Abmessungen des Neubaues sind 33,53 m Frontlänge und 21,375 m Tiefe, vollkommen rechtwinklig. Die Höhe von Straßenflur bis First ist 22 m. Rechts und links dieses Neubaues stehen Geschäftshäuser, die in ihrem Betrieb nicht gestört werden durften. Diese Forderung war besonders schwierig zu erfüllen, da beim Abbruch des auf dem Grundstück stehenden alten Gebäudes nicht weniger als vier tiefe Brunnen und uraltes, sehr starkes Mauerwerk im Boden sich vorfanden und teilweise entfernt werden mußten. Der Boden besteht in der Hauptsache aus Rollkies. Es mußten für die notwendigen Fundamente und für die Unterkellerung etwa 4 m tiefe Ausschachtungen vorgenommen werden, die bis zu 2,5 m unter die Fundamentmauern der rechts und links stehenden Gebäude gingen. Große Boden- und Gebäudeabstützungen waren daher notwendig. Besonders kräftig waren die ersteren nach der Straßenseite hin vorzusehen, da auf dieser ein außerordentlich starker und schwerer Wagenverkehr stattfindet. Trotzdem durch längere Regenfälle der Boden verschiedentlich nachrutschte, konnten die Fundierungsarbeiten glatt und ohne jeden Unfall durchgeführt werden, dauerten aber einschließlich Herstellung der betonierten Kellerdecke 13 Wochen. Diese Kellerdecke liegt in Höhe Straßenflur, lagert auf den Betonfundamenten auf und erhielt etwa 0,5 m tiefe Aussparungen für das Einbringen der Stützenfüße des Stahl-Skelettes.

Abb. 1 zeigt den Grundriß des Gebäudes. Die Stützenstellung in der Straßenfront mußte mit Rücksicht auf die Anordnung großer Schaufenster abweichend von derjenigen der hinteren Reihen gewählt werden. Diese Schaufenster und die dahinterliegenden, von Zwischenwänden frei zu haltenden Verkaufsräume zwangen dazu, daß der ganze oberhalb der Erdgeschoßdecke liegende Gebäudeteil von den Erdgeschoßdecken und den Stahl-Unterzügen in Höhe der Erdgeschoßdecke getragen werden mußte.

Die vordere und hintere Frontwand sind bis zur Decke des Dachgeschosses $1\frac{1}{2}$ Stein stark ausgebildet, und zwar so, daß an der Hoffront $\frac{1}{2}$ Stein vor dem Stahl-Skelett liegt. Die Hoffront wird außen verputzt. Bei der Straßenfront liegt das Mauerwerk außen bündig mit dem Stahl-Skelett. Es erhält außen in der ganzen Höhe und Breite aus architektonischen Gründen eine Bekleidung mit 6 cm starken, geschliffenen Hausteinplatten, die auch das Stahl-Skelett überdecken. Diese Platten sind in fast vollkommen glatter Fläche verlegt, die nur durch die Fenster unterbrochen und durch wenige horizontale Gesimse auf-


Abb. 2. Ansicht des fertigen Bauwerks mit ausgemauertem Stahlskelett.

geteilt wird. Das Stahl-Skelett ist also gegen Witterungseinflüsse von außen vollständig geschützt. Die Wandausbildung ist hier nichts als Raumabschluß und täuscht nirgends gemauerte oder betonierte Pfeiler vor. Besonders die ganz schmal gehaltenen Pfeiler zwischen den großen Schaufenstern deuten darauf hin, daß das ganze Gebäude durch ein Stahlgerüst getragen wird.

Abb. 2 gibt eine Ansicht des fertigen Gebäudes mit verkleidetem Stahltragwerk.

Abb. 3 zeigt den Querschnitt des ganzen Gebäudes, Abb. 4 die vier Stützenzüge mit den Einzelheiten der Deckenanschlüsse und Füße. Man sieht, daß die Außenstützen *A* und *C* bis zur vierten Decke und die Stützen der Mittelreihe *B* bis zur fünften Decke — der Dachgeschoßdecke — hochgeführt sind. Vom Bauherrn war gefordert worden, die Deckendicke so gering wie möglich zu halten. Da die Räume des Erd-, des ersten und des zweiten Obergeschosses als Verkaufsräume für ein Warenhaus dienen sollten, mußte mit entsprechend hoher Belastung gerechnet werden. Die Ausfüllung dieser Decken erfolgte daher mit Trag- und Füllbeton zwischen Peiner I-Breitflansch-Trägern. Der darüberliegende Fußboden erhält Estrich mit Linoleumbelag. Die Gesamtdicke der Decke war 0,23 m. In den drei Geschossen, in denen Verkaufsräume untergebracht werden sollen, sind — abgesehen von den Abschlußwänden nach den giebelseitigen Treppenhäusern zu — keinerlei Zwischenwände vorgesehen. Hierdurch wurde auch der statische Aufbau des Tragwerks gegen wagerechte Windbelastungen bestimmt. Wie schon erwähnt, tragen die Stützen in der Hauptsache die senkrechten Lasten. Für die Aufnahme des Winddruckes und seine Überleitung in die Fundamente und das Erdreich dienen die durch Stahl-Deckenträger und durch Ausfüllung mit Beton gebildeten Geschoßdecken, die wiederum mit den massiv gemauerten Giebelwänden fest verbunden bezw. in diesen fest verlagert sind.

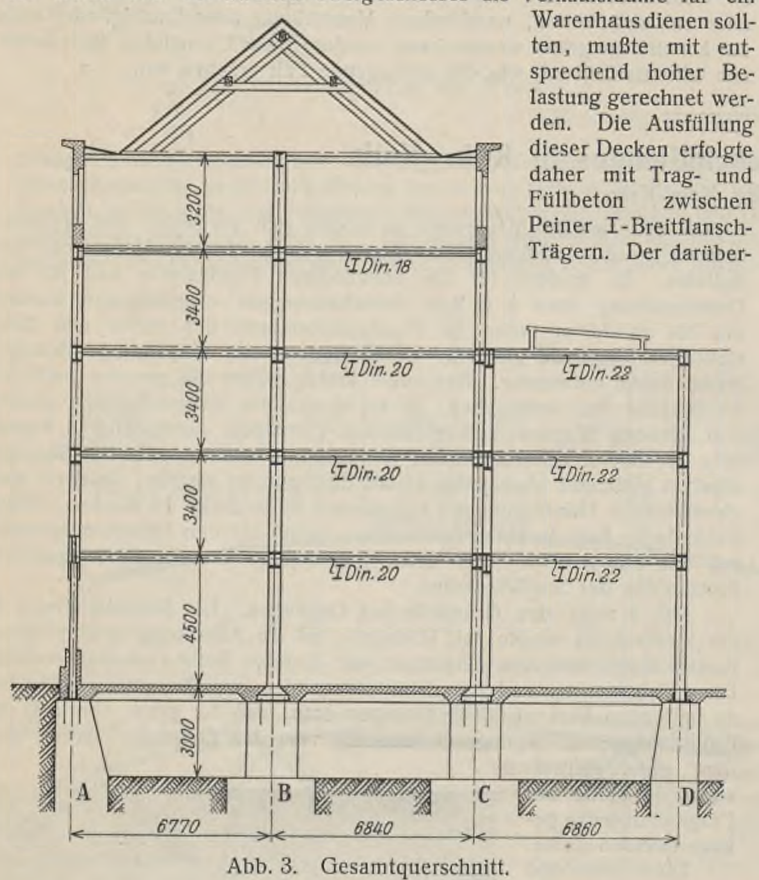


Abb. 3. Gesamtquerschnitt.

Wie aus der Konstruktionszeichnung Abb. 4 ersichtlich, konnten die Stützen sämtlich aus zwei U-Profilen hergestellt werden, die bis Höhe der beiden unteren Geschosse durch Platten verstärkt und darüber hinaus nur durch Einzelbleche miteinander verbunden wurden. An diese Stützen schließen in Höhe der Geschoßdecken die Unterzüge. Für die Front-Unterzüge in Höhe der Erdgeschoßdecke mußten mit Rücksicht auf die hohen Belastungen und deren ungleichmäßige Verteilung Blechträger gewählt werden. Für alle übrigen Unterzüge der Geschoßdecken konnten Peiner I-Breitflansch-Träger zur Anwendung kommen. Zwischen den Unterzügen wurden dann die Deckenträger eingewechselt.

Durch die festgelegte Grundriß-Aufteilung und Stützenanordnung wurde es möglich, daß die Länge der werkstattfertigen Tragwerksteile nicht über 9,5 m hinausging und doch auf der allseitig eingeschränkten Baustelle kein Zusammenlegen und Vernieten zerlegter Bauteile notwendig wurde. Auch das Verbringen von der Fabrik zur Baustelle konnte, da es nur mit Fuhrwerk zu erledigen war, ungestört durch enge Straßen und am Tage durchgeführt werden. Die größte Gesamtlänge der Stützen war 18,5 m. Diese Stützen mußten einmal gestoßen zur Baustelle geschafft werden. Der Baustellenstoß der Stützen wurde vernietet.

Durch die Wahl der Stützenstellung und die damit mögliche verhältnismäßig geringe Längenausdehnung der Unterzüge und Deckenträger konnte es erreicht werden, daß die Montage mit nur einem Schwenkmast und einem Monteur mit 11 Mann in nur 15 Arbeitstagen erledigt wurde. Zum Vergleich mag noch erwähnt sein, daß der Aufbau der betonierten Kellerdecke einschließlich Fundierungsarbeiten drei Monate in Anspruch nahm. — Es war folgender Bauvorgang geplant:

Nach Aufstellung der Stahlkonstruktion über den halben Grundriß, und zwar bis in Höhe der zweiten Geschoßdecke sollte mit dem Hochmauern der einen massiven Giebelwand, die das an diesem Ende liegende Treppenhaus abschließt, begonnen werden. Die rückwärtige massive Längswand für den Anbau war bereits bei Aufstellungsbeginn bis in Höhe der ersten Geschoßdecke hochgeführt. Hierbei sollte das Tragwerk über der zweiten Grundrißhälfte bis zur zweiten Geschoßdecke aufgestellt werden, danach wieder vorne beginnend die obere Stahlkonstruktion einschließlich der Deckenträger im Treppenhaus, die in der

Abb. 4. Konstruktive Einzelheiten der vier Stützenzüge.



Abb. 5. Stahlskelett fast fertig. Hofseite.

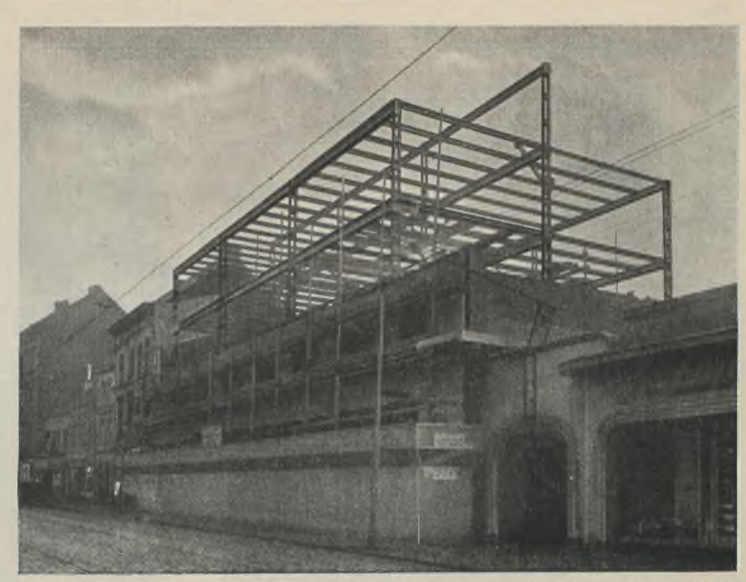


Abb. 6. Stahlskelett fertig aufgestellt, teilweise ummauert. Straßenseite.

massiven Giebelwand verlagert wurden. Die ersteren Arbeiten gingen jedoch so schnell vor sich, daß dieser Aufbau-Vorgang nicht eingehalten werden konnte. Die Maurerarbeiten konnten trotz großer Beschleunigung nicht mit den Aufbauarbeiten für das Stahlskelett Schritt halten. Es war fast vollständig aufgebaut, als die Maurerarbeiten an der einen Giebelwand erst bis in Höhe der zweiten Geschoßdecke gediehen waren. Abb. 5 zeigt diesen Bauzustand. Das Gebäude ist hier von der Hofseite gesehen.

Die an einzelnen Stützen angeordneten Kopfstreben dienten nur zur Feststellung des Stahlskelettes während des Aufbaues. Sie wurden später, nachdem die Decken ausbetoniert waren, wieder herausgenommen.

Abb. 6 zeigt das fertig aufgestellte und zum Teil ummauerte Stahlgerippe von der Straßenfront aus gesehen.

Nach Fertigstellung und Aufbau des Tragwerks und nachdem der Bau fast vollständig ausgemauert und eingedeckt war, wurde eine Vergrößerung des Neubaues beschlossen. Der hintere Anbau, der vorher nur eingeschossig geplant war, sollte nun dreigeschossig ausgeführt werden. Die Stützen in der Reihe *C* wären stark genug gewesen, die Decken und ihre Belastung für den erhöhten Anbau zu tragen, jedoch waren die Unterzüge in dieser Reihe für die erhöhte Last nicht ausreichend. Es mußten neue Unterzüge dicht daneben verlegt werden. Infolge ihrer außermittigen Anordnung zu den vorhandenen Stützen wären nun Momente in den Stützen entstanden, die nicht von diesen aufgenommen werden konnten. Aus diesem Grunde mußten nun unter den neuen Unterzügen die vorhandenen Stützen nach außen hin durch Anbringung eines weiteren Stützenstieles verstärkt werden. Wie diese Anordnung vorgenommen wurde, ist aus Abb. 4 zu ersehen.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion für den Hauptbau ist etwa 180 t oder 0,4 t je m², für den Anbau etwa 80 t, ebenfalls 0,4 t je m² der überbauten Fläche.

Die gesamte Bauausführung lag in Händen des Architekten Höffgen in Köln-Kalk. Die Lieferung und Aufstellung des Stahlskelettes erfolgte durch die Maschinenbau-Anstalt Humboldt, ebenfalls in Köln-Kalk.

Alle Rechte vorbehalten.

Um- und Erweiterungsbau der Detaillistenkammer Hamburg.

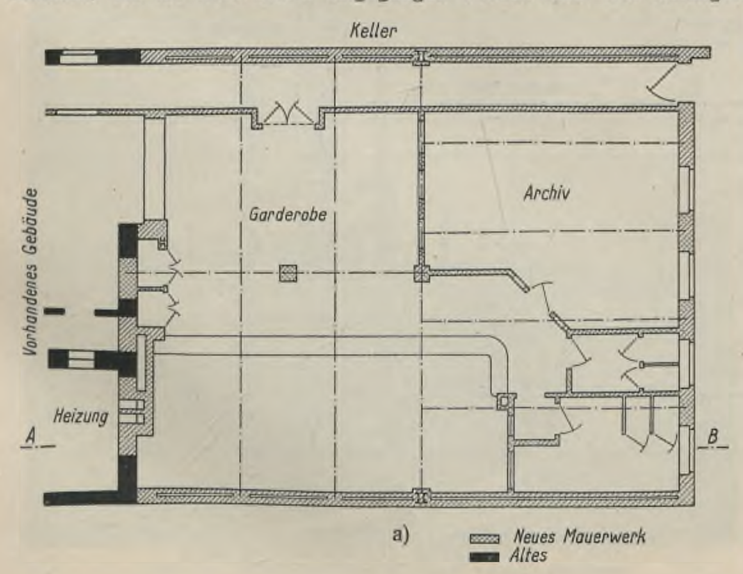
Von Dipl.-Ing. **Max Krause**, Hamburg.

Besondere Aufmerksamkeit bei diesem Bau beanspruchen nur die Erweiterungsarbeiten, und zwar wegen der besonderen Art des gewählten Tragsystems zur Abfangung des Lichthofes.

Es handelt sich bei dieser bemerkenswerten Erweiterung um einen dreigeschossigen Neubau, dessen Abmessungen und dessen Raumaufteilung aus den Abb. 1 u. 2 ersichtlich sind. Während das Erdgeschoß durch einen einzigen großen Saal voll ausgefüllt ist, mußte bei den oberen Geschossen ein Lichthof eingebaut werden, der mit seinen Wänden und den darauf lagernden Decken die freigespannte Saaldecke belastet.

Die beratende Ingenieurfirma hatte also ihr Hauptaugenmerk auf die Abfangung dieser Lichthofwände zu richten. Die zweckmäßigste Lage der Hauptabfangung war unter der parallel zur hinteren Frontwand laufenden Lichthofwand gegeben: nicht der kürzeren Stützweite wegen, sondern aus Gründen, auf die noch näher eingegangen werden soll. Die Abfangung der anderen Lichthofwand bot keine besonderen Schwierigkeiten und konnte durch einen einfachen Blechträger ausgeführt werden, der beim Vorderhaus von einer Stütze getragen wurde, während er das andere Auflager in der Hauptabfangung fand. Mit Rücksicht auf die geringe Bauhöhe für die Decke über dem Saal, mußte die Wahl auf ein Rahmensystem in Stahl fallen, das jedoch von dem üblichen stark abweicht.

Es lag nun der Gedanke nahe, die Höhe des ersten Obergeschosses als Trägerhöhe des oberen Riegels voll heranzuziehen und einen Vierendeelträger zu wählen unter Berücksichtigung der Aufteilung, die nur in der darauf stehenden Lichthof- und anschließenden Teilungswand möglich war. Drei Pfosten waren durch die Fensterpfeiler der Lichthofwand verdeckt, der zur gleichmäßigen Teilung erforderliche vierte Pfosten konnte leicht in der Teilungswand als blinder Pfeiler untergebracht werden. Während für den oberen Riegel durch den Fenstersturz genügend Höhe zur Ver-



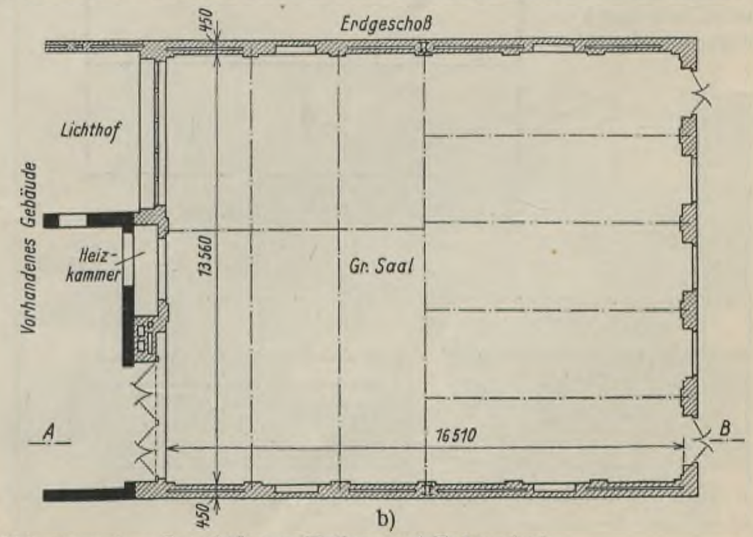


Abb. 1 a u. b. Grundriß von Keller- und Erdgeschoß.

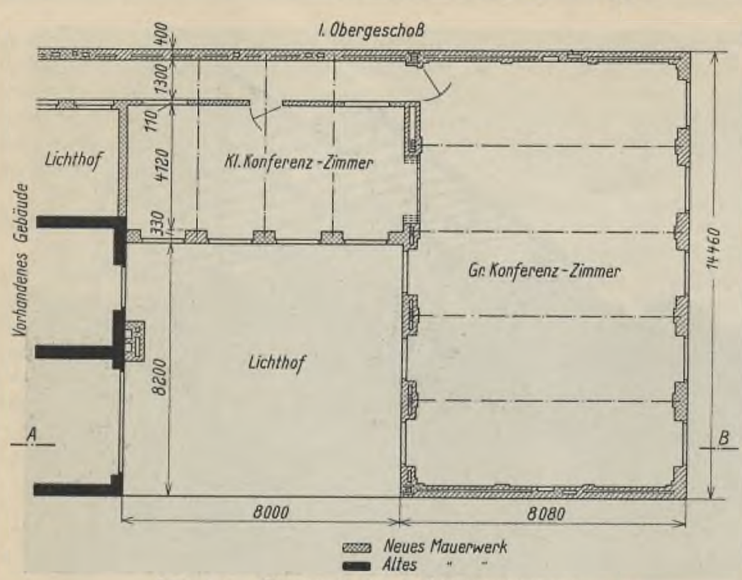


Abb. 1 c. Grundriß des I. Obergeschosses.

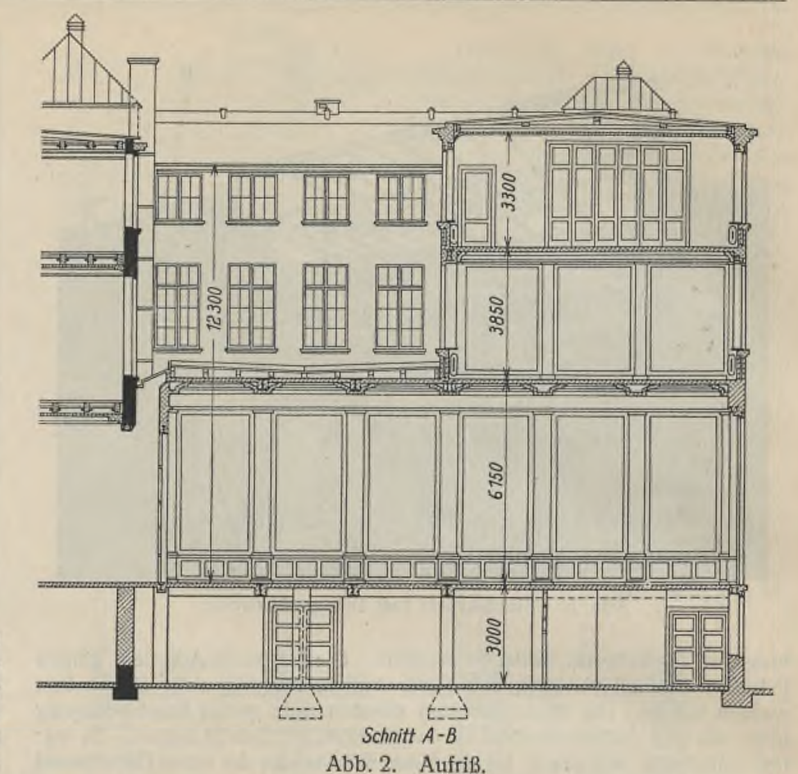


Abb. 2. Aufriß.

fügung stand, und die Verdeckung der Eckausrundungen zwischen den Pfosten und dem oberen Gurt durch die Breite der Fensterpfeiler gewährleistet war, forderte der untere Riegel eine Bauhöhe, die nicht in der durch die übrigen Deckenträgerabmessungen bedingten Deckenstärke unterzubringen war. Es bestand auch keine Möglichkeit, den unteren Riegel in die Fensterbrüstung zu legen, da diese nur bis zur anschließenden Teilungswand reichte und letztere selber durch Türöffnungen unterbrochen war, also nicht zur Aufnahme herangezogen werden konnte.

Die Einhaltung einer so geringen Bauhöhe beim unteren Riegel wurde nur dadurch möglich, daß seine Verbindung mit den Pfosten nicht biegungsfest ausgeführt wurde, wie es die übliche Ausführung des Vierendeelträgers fordert, sondern als gemeinsames Zugband für die Pfosten mit diesem gelenkartig zu verbinden war. Dadurch ergab sich der Vorteil, daß die unteren Eckausrundungen fortfielen und das Zugband nur Normalkräfte außer der geringen Biegungsbeanspruchung als kontinuierlicher Träger durch die Brüstungslasten aufzunehmen hatte. Selbst dann, wenn die Saaldecke genügend Trägerhöhe für den unteren Riegel des Vierendeelträgers zur Verfügung gestellt hätte, wären Eckausrundungen wegen der Heizungsnischen und der Durchgänge unmöglich gewesen. Damit war für den oberen Riegel des Gesamtrahmens ein der Höhe des ersten Obergeschosses entsprechender Vierendeelträger geschaffen, bei welchem der untere Riegel nicht wie üblich biegungsfest mit den Pfosten verbunden war. Um nun noch einen vollständigen Steifrahmen zur Aufnahme für die an den Giebeln angreifenden Windkräfte zu erhalten, war eine Verlängerung der End-

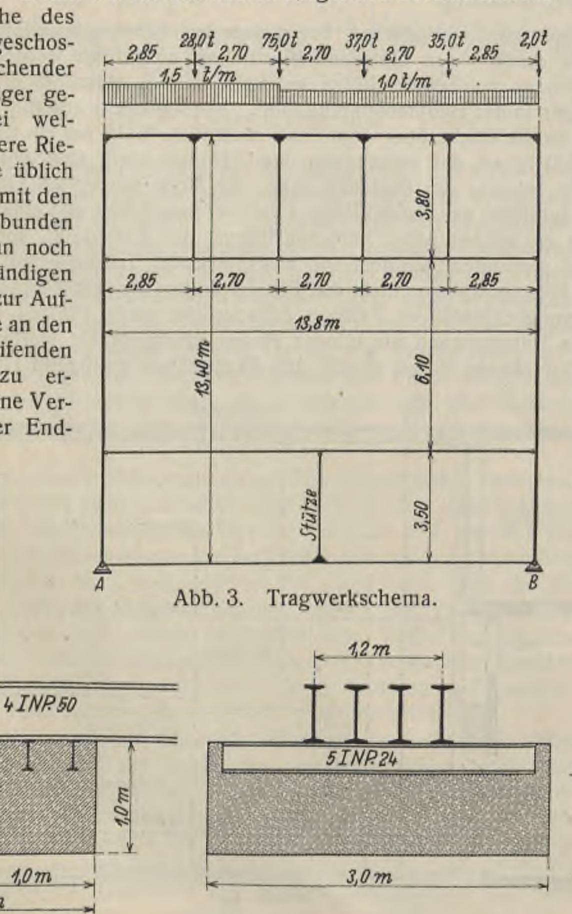


Abb. 3. Tragwerkschema.

Abb. 5. Fundamentausbildung.

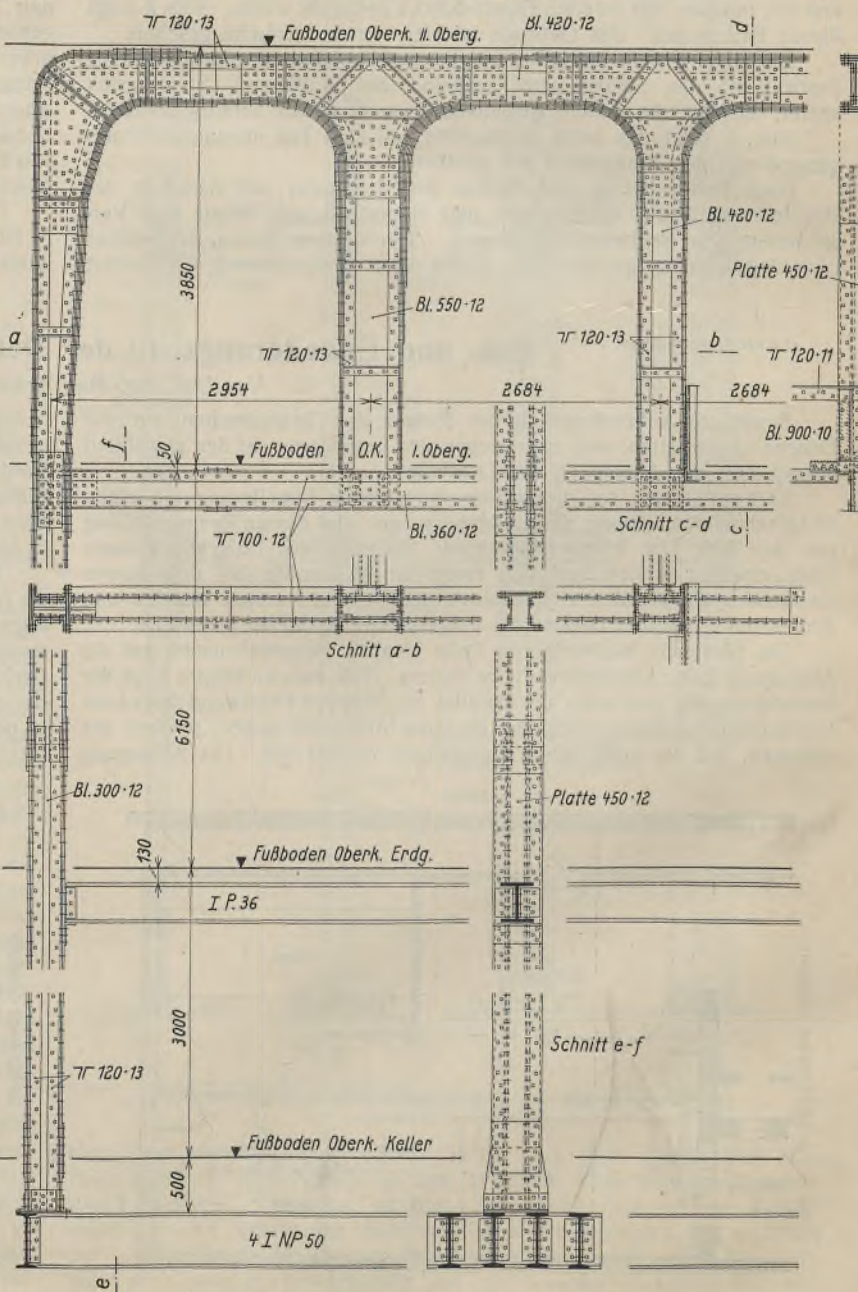


Abb. 4. Einzelheiten des Rahmentragwerks.

pfosten des Vierendeelträgers bis zu den Fundamenten erforderlich. Nachdem als weiterer Riegel des ganzen Rahmensystems die Träger der Kellerdecke Berücksichtigung fanden, ergab sich ein Tragsystem, das in seiner Art eine Ausnutzung aller technischen Hilfsmittel erkennen läßt und in Abb. 3 skizziert ist.

Anschließend hieran sei noch einiges über die Beanspruchung und die Abmessungen der einzelnen Rahmenteile gesagt. Eine Übersicht über das ganze Rahmentragwerk ist in Abb. 4 gegeben. Die Durchrechnung des Systems mit den gegebenen Belastungen brachte für die unbekannten statischen Größen, die sich auf Grund der Symmetrie von sieben auf fünf reduzierten, folgende Werte:

$H_1 = + 0{,}64$ t, $H_2 = - 2{,}58$ t,
$H_3 = + 39{,}75$ t, $H_4 = + 48{,}00$ t,
$H_5 = + 10{,}18$ t,

wobei H_2 als Druckkraft in Erscheinung tritt. Für das obere Zugband wurde der in Abb. 4. dargestellte Querschnitt, für die übrigen Rahmenteile Kastenträgerform gewählt.

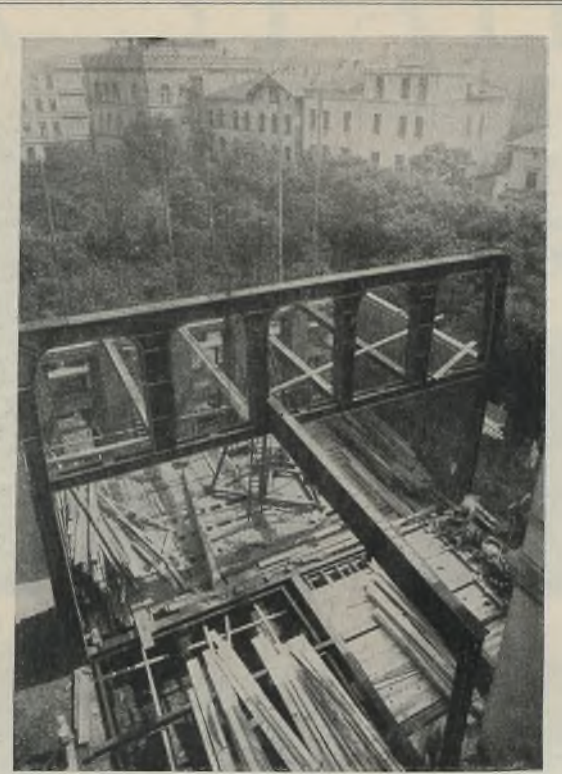
Der als Grundprofil mit einer Stehblechhöhe von 300 mm gebildete, außerdem mit $\sim$ 120 t Normalkraft beanspruchte Endpfostenquerschnitt konnte nicht ganz bis zur Eckausrundung mit dem oberen Riegel durchgeführt werden, sondern erhielt durch einen Anlauf von 1 : 22 eine Erhöhung des Stehbleches auf 360 mm.

Für den anderen Abfangungsträger wurde ein so hoher Blechträger gewählt, daß die Nischen für die Heizkörper zwischen den Winkelschenkeln der Gurtungen liegen konnten.

Um das bisher in bezug auf besondere statische Verhältnisse gegebene Bild des Erweiterungsbaues zu vervollständigen, ist noch die Ausführung der Fundamente für den Steifrahmen zu besprechen: Die Giebelwände, in welchen die Rahmenständer möglichst verschwinden sollten, lagen unmittelbar an der Grundstücksgrenze, so daß die für den Rahmen erforderlichen Fundamente nicht zentrisch unter den Ständern angeordnet werden konnten. Zur Übertragung der Auflagekraft wurden Stahlträger gewählt, die durch ihre Kragarme auf Biegung beansprucht wurden und gleichzeitig zur Aufnahme des Horizontalschubes am Fußpunkt des Rahmensystems herangezogen werden konnten. Diese Fundamentträger hatten aber noch einen weiteren Zweck zu erfüllen: Die in der Mitte des Rahmens im Kellergeschoß stehende Stütze ist besonders stark ausgeführt und mit den Fundamentträgern biegungsfest verbunden. Hierdurch wurde die Standsicherheit des Rahmens gegen horizontale Kräfte bedeutend vergrößert. Eine schematische Übersicht der Fundamentbedingungen ist in Abb. 5 gegeben.

Entwurf und Durchführung des ingenieurtechnischen Teils dieser neuen und bemerkenswerten Aufgabe lag in Händen des Ingenieur- und Architekturbureaus Franz Hammerstein, Hamburg; die architektonische Ausbildung erfolgte durch die Architekten B. D. A. Puls & Richter in Hamburg; die gesamte Stahlkonstruktion wurde von der Eisenbaufirma J. Jansen-Schütt, Hamburg, geliefert und aufgestellt.

Abb. 6 u. 7 zeigen zwei Darstellungen des Aufstellungsvorganges.



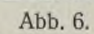


Abb. 6.



Abb. 7.

Abb. 6 u. 7. Aufnahmen der Baustelle mit fertig aufgestelltem Stahltragwerk.

Verschiedenes.

Stahlskelettbauten der Steffens & Nölle A.-G., Berlin-Tempelhof. Einen bemerkenswerten Ausschnitt aus dem Arbeitsgebiet der Firma Steffens & Nölle geben die im folgenden behandelten Beispiele in letzter Zeit ausgeführter Stahlbauwerke, bei deren Auswahl die im Wettbewerb mit dem Eisenbeton neuerdings immer mehr an Bedeutung gewinnende Stahlskelettbauweise besonders berücksichtigt ist. Sie steht heute nicht nur für Industriebauten aller Art, Hochhäuser, Speicher usw. im Vordergrund des Interesses, sondern gewinnt mit Rücksicht auf ihre bekannten und schon oft geschilderten Vorteile — vor allem schnellste Ausführung bei jeder Jahreszeit ohne Beeinträchtigung der Güte, also rasche Verzinsung des aufgewandten Kapitals, geringer Raumbedarf, also vorteilhafte Ausnutzung des vorhandenen Platzes usw. — auch auf dem

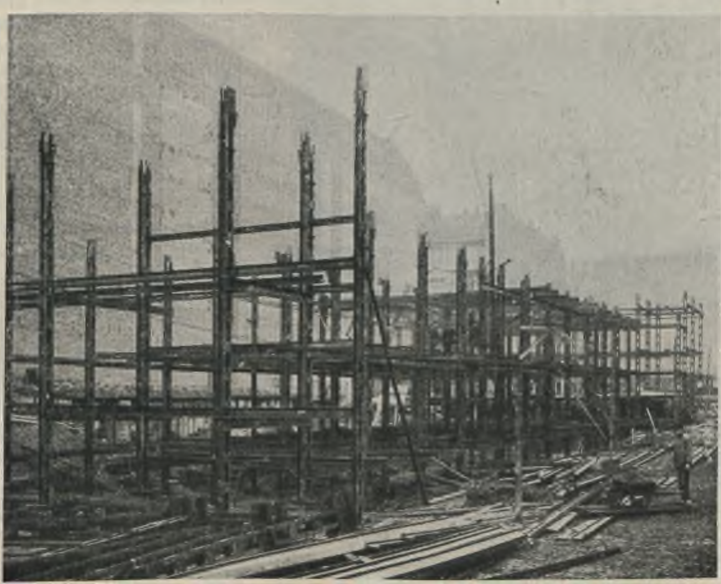


Abb. 1. Stahltragwerk für den Wohnhausblock Agricola-, Tile-Wardenberg-Straße in Berlin NW.

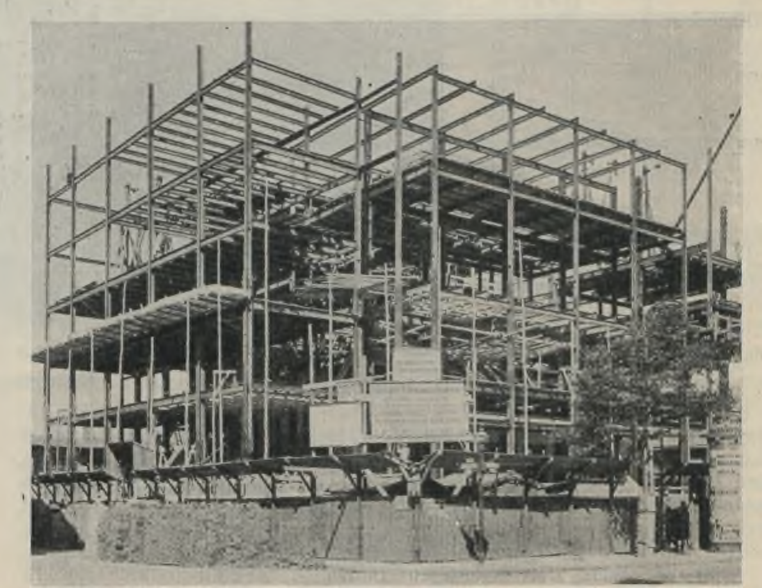


Abb. 2. Umspannwerk Leibnizstraße in Berlin-Charlottenburg.

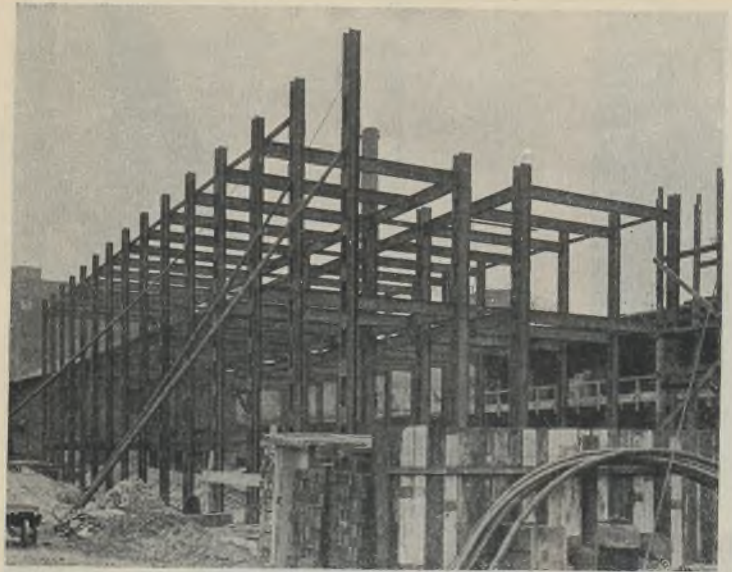


Abb. 3. Aufstellung des Tragwerkes.

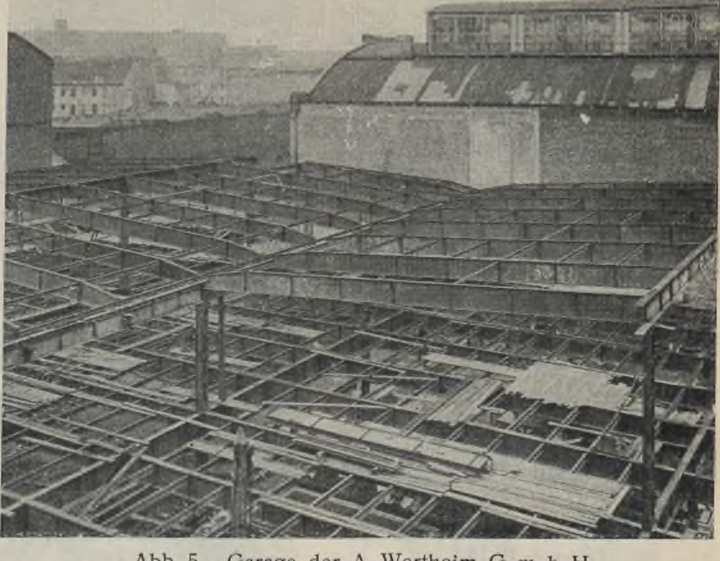


Abb. 5. Garage der A. Wertheim G. m. b. H. am Schiffbauerdamm in Berlin.

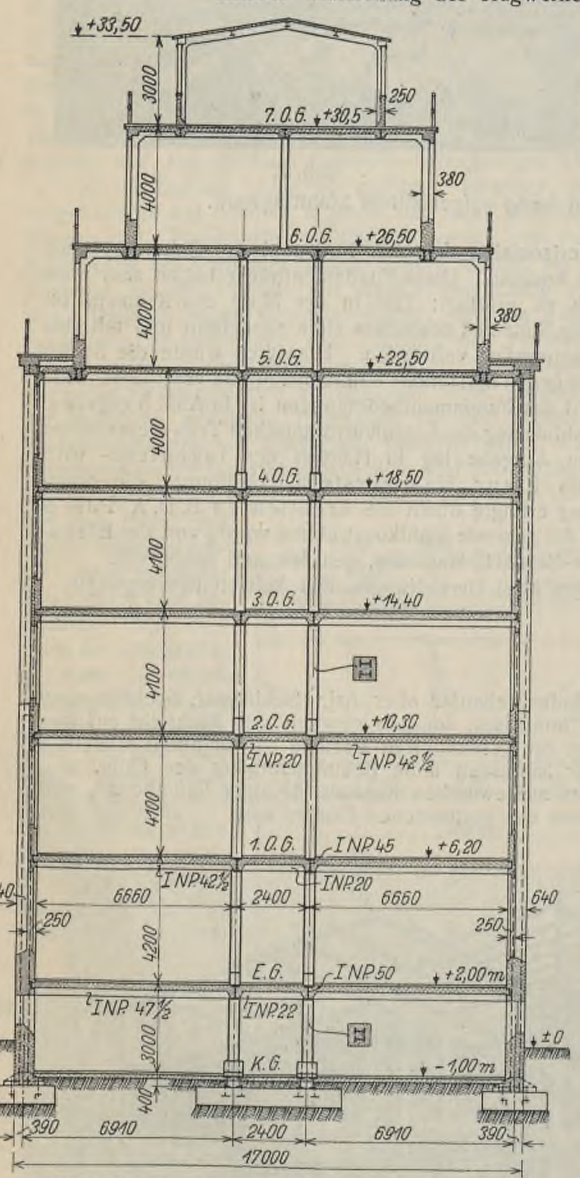


Abb. 4. Gesamtquerschnitt mit späterem Aufbau.
Abb. 3 u. 4. Stahlhochhaus für den Siemenskonzern.

Stahlbau bisher weniger naheliegenden Gebieten, wie dem Wohnungsbau, ständig an Boden.

Eines der ersten Beispiele für diese neue Bauweise bildet der in Abb. 1 dargestellte vierstöckige Wohnhausbau in Berlin, Agricola- und Tile-Wardenbergstraße (Bauherr: Richter & Schädel). Er besitzt eine Länge von etwa 75 m und eine Breite von 12,6 m im normalen mittleren Teil. Die Stützenreihen sind in einem gegenseitigen Abstand von je 5,6 m angeordnet. Die Stützen bestehen durchweg aus zwei U-Profilen, die Deckenträger sind als Träger auf drei Stützen ausgebildet, durch die ersteren hindurchgesteckt und an einer Seite 1,4 m vorkragend, um die hier angeordneten Balkons aufzunehmen.

Für die Wahl der neuartigen Bauweise wesentlich ins Gewicht fallend war neben ihren sonstigen Vorteilen vor allem die Rücksicht auf den vorhandenen schlechten Baugrund. Die Stahlbauweise ist in hervorragendem Maße unempfindlich gegen Bodensenkungen,[1]) das Stahlskelett nimmt überdies den Wänden die Aufgabe der Lastübertragung ab, so daß dieselben durchweg sehr leicht ausgeführt werden können und das Gesamtgewicht des fertigen Bauwerkes erheblich geringer wird als bei jeder anderen Bauweise, was wiederum den Gründungskosten zugute kommt. Die statische Berechnung dieses im neuzeitlichen Wohnungsbau richtungweisenden Stahlhochbaus ist im Ingenieurbüro Kuhn & Schaim aufgestellt.

Weitere Stahlskelettbauten stellen die Abb. 2 bis 4 dar. Abb. 2 gibt einen Teil des von der Steffens & Nölle A.-G. und der Firma H. Gossen in Berlin-Reinickendorf gemeinsam ausgeführten Umspannwerkes der Berliner Städtischen Elektrizitätswerke in Charlottenburg, Leibnizstraße, wieder. Die Stützen bestehen hier zum größten Teil aus Peiner Trägern. Die Abb. 3 u. 4 zeigen einen für den Siemenskonzern nach Entwurf und unter der Bauleitung von Regierungs-Baumeister Hertlein, Direktor der Bauabteilung des Siemenskonzerns, ausgeführten Skelettbau von 17 m Breite und 7 · 6 = 42 m Länge. Die aus den Abbildungen ersichtliche klare und einfache Durchbildung bedarf keiner weiteren Erläuterungen. Die Berechnung erfolgte derart, daß auf die zunächst ausgeführten zwei Stockwerke späterhin noch weitere sechs Stockwerke aufgesetzt werden können, wie Abb. 4 zeigt. Sie ist ebenso wie im vorigen und im nachfolgenden Beispiel im Ingenieurbüro Kuhn & Schaim aufgestellt. Einen andersartigen bemerkenswerten Bau zeigt Abb. 5: Die nach dem Entwurf und unter der Bauleitung von Regierungs-Baumeister Werth ausgeführte Zentralgarage für den Autopark der A. Wertheim G. m. b. H., Berlin, mit einem Fassungsvermögen von 400 bis 500 Wagen in zwei übereinanderliegenden Stockwerken. Da der Verwendungszweck die Schaffung möglichst großer, stützenfreier Räume erfordert, kam auch hier nur die Stahlbauweise ernsthaft in Betracht. Der etwa 80 m breite Raum ist durch vier vollwandige Binder überspannt. In der Längsrichtung stehen die Stützen in Abständen von etwa 15 m und sind durch Unterzüge zur Aufnahme der Binder verbunden. Auch die Unterzüge über dem Keller haben in der einen Richtung etwa 80/4 = 20 m Stützweite, während in der anderen teilweise noch eine weitere Stütze zwischen den durchgehenden Binderstützen angeordnet wurde.

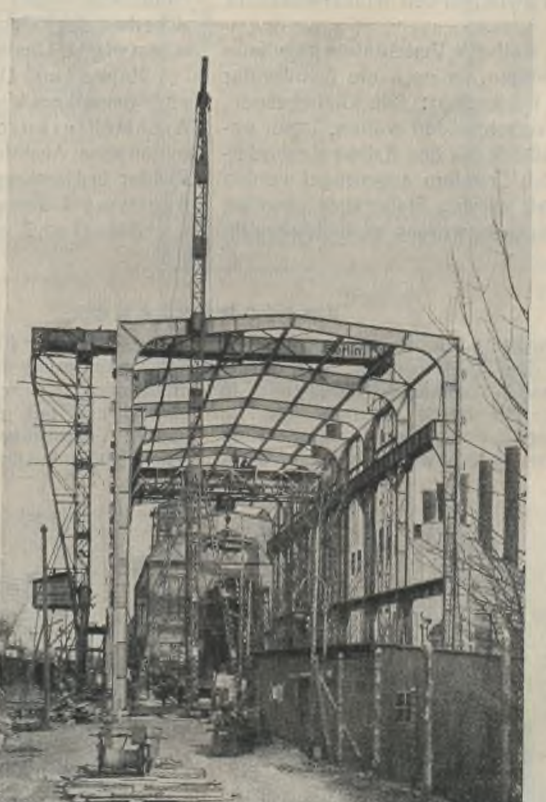


Abb. 6. Maschinenhaus des Elektrizitätswerkes Südwest in Berlin.

Die letzte Abbildung (Abb. 6) stellt eine Ergänzung zu der in Heft 6/1928 des „Stahlbau" erfolgten Besprechung der Erweiterung des Maschinenhauses des Elektrizitätswerkes Südwest durch Dipl.-Ing. G. Mensch dar. Das Bild zeigt die nach Vollendung der Haupttragkonstruktion erfolgende Aufstellung eines der 70-t-Laufkrane. Eine ausführlichere Besprechung der hier im Bilde vorgeführten Bauwerke bleibt vorbehalten.

H. Gottfeldt.

[1]) Vgl. z. B. Prof. Rein: Die Eisenbauten des Großkraftwerkes Klingenberg, Bauingenieur 1928, Heft 42, S. 754.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang | BERLIN, 8. März 1929 | Heft 5

Die Stahlkonstruktion des neuen Varieté-Theaters „Plaza" in Berlin.[1]

Alle Rechte vorbehalten.

Von Zivilingenieur **Wilhelm Maelzer**, Berlin.

In die von der Scala-Theater-Gesellschaft m. b. H. in Berlin für eine Reihe von Jahren von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gepachtete Bahnhofshalle des alten Ostbahnhofes am Küstriner Platz zu Berlin ist das neue Varieté-Theater „Plaza" eingebaut worden.

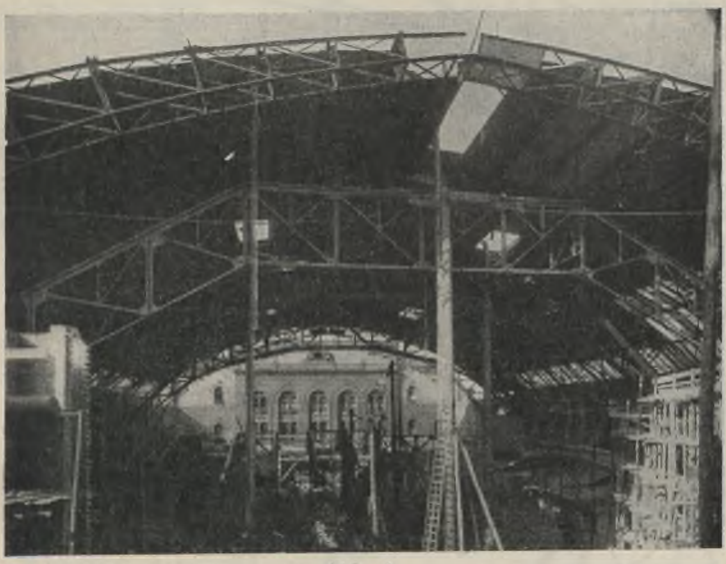


Abb. 4.
Neue Fachwerk-Hauptbinder unter dem Dach der alten Bahnhofshalle.

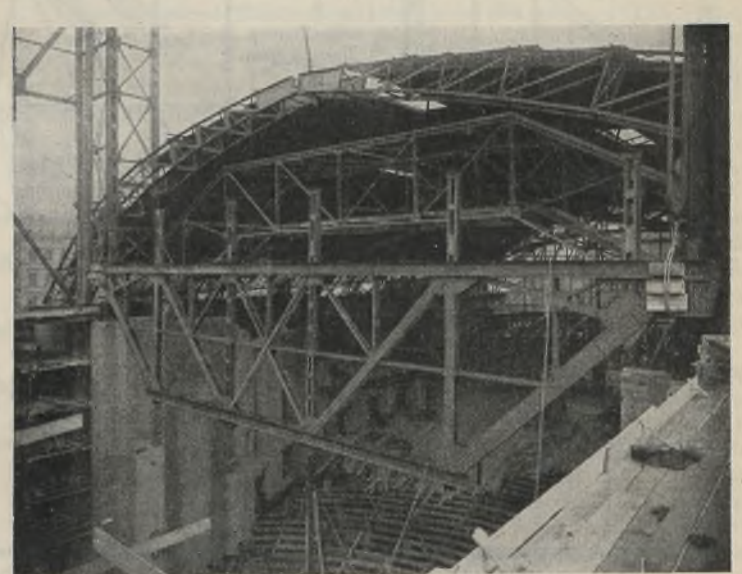


Abb. 5.
Hauptbinder und Träger der vorderen Bühnenhausschürze.

Die von Altmeister Schwedler im Jahre 1866 entworfene und von der damaligen Königlichen Maschinenbauanstalt Dirschau gelieferte Schweißeisenkonstruktion der alten Bahnhofshalle besteht aus Dreigelenk-Zwillingsbindern, welche in Abständen von etwa 7,50 m angeordnet sind. Die in einer Höhe von 6,50 m über Terrain liegenden Kämpfergelenke ruhen auf gußeisernen Konsolen, welche in den massiven Längswänden eingemauert und verankert sind. Die Standsicherheit wird durch das Eigengewicht der besonders stark ausgeführten Längswände und durch die Auflast der angrenzenden Seitenhallen hergestellt. Die Spannweite der Binder beträgt 37,50 m, die Höhe des Scheitelgelenkes über Terrain 19 m, die Gesamtlänge der Halle rd. 190 m. In den ersten zehn Binderfeldern, vom Kopfbau an gerechnet, ist das Theater eingebaut worden: Die Abb. 1 bis 3 geben in Grundriß, Längen- und Querschnitt einen Überblick über die alte Konstruktion und lassen gleichzeitig das neueingebaute Stahltragwerk erkennen.



Abb. 6. Kragträger der Rangkonstruktionen in der Aufstellung.

Eine besondere Schwierigkeit lag darin, daß dieses zwischen die vorhandene Hallenkonstruktion eingebaut werden mußte. Insbesondere war von dem Architekten die Bedingung gestellt, eine möglichst große lichte Höhe für die den Zuschauerraum überspannende Kuppel zu schaffen, so daß für die neue Konstruktion mit geringsten Bauhöhen gearbeitet werden mußte.

Um die vorgeschriebene 8 cm starke Decke (4 cm Gips-Drahtputz und 4 cm Monier), welche sich als elliptische Kuppel über dem Zuschauerraum wölbt, zu tragen, sind zwei große, als einfache Balken ausgebildete Fachwerk-Hauptbinder (Abb. 4) im Abstand von 20 m angeordnet. Zwischen ihnen spannen sich leichtere Fachwerkträger, die sich der Form der Kuppel anpassen. Nach der Seite des Bühnenhauses zu sowie nach der Seite des Rangumganges hin schließen ebenfalls leichte Fachwerkträger an die Hauptbinder an. Diese Träger werden einerseits durch die Stahlfachwandkonstruktion des Rangumganges und anderseits durch die vor der Bühnenöffnung angeordnete Brücke, die sogenannte Artistenbrücke (Abb. 5), gestützt. Zum Anhängen der Dekorationsdecke sind ferner in allen Zwischenfeldern leichte, auf die Hauptkonstruktion gelagerte Walzträger vorgesehen.

[1]) Vergl. den vorläufigen kurzen Bericht im „Stahlbau" 1928, Heft 15.

Abb. 1. Grundriß der Rangkonstruktion mit Trägerlage. (Links oben: Gesamtübersicht).

Außer den 2200 Parkettplätzen steht für die Zuschauer noch ein besonders großer Rang mit 1000 Sitzplätzen zur Verfügung. Bei den bekannten neueren Theater- und Kinobauten beträgt die freie Rangausladung höchstens 9 m und die etwa vorhandenen weiteren Rangplätze sind nicht über dem eigentlichen Parkett, sondern — nach rückwärts gestaffelt — über den Parkettumgängen angeordnet. Bei dem Plaza-Theater dagegen liegt die gesamte Rangfläche mit ihren 1000 Sitzplätzen innerhalb des eigentlichen Theaterraumes, also unmittelbar über den Parkettplätzen. Die freie Ausladung des gesamten Mittelranges beträgt 15 m, diejenige der anschließenden Seitenränge 8,50 m (Abb. 2 u. 3).

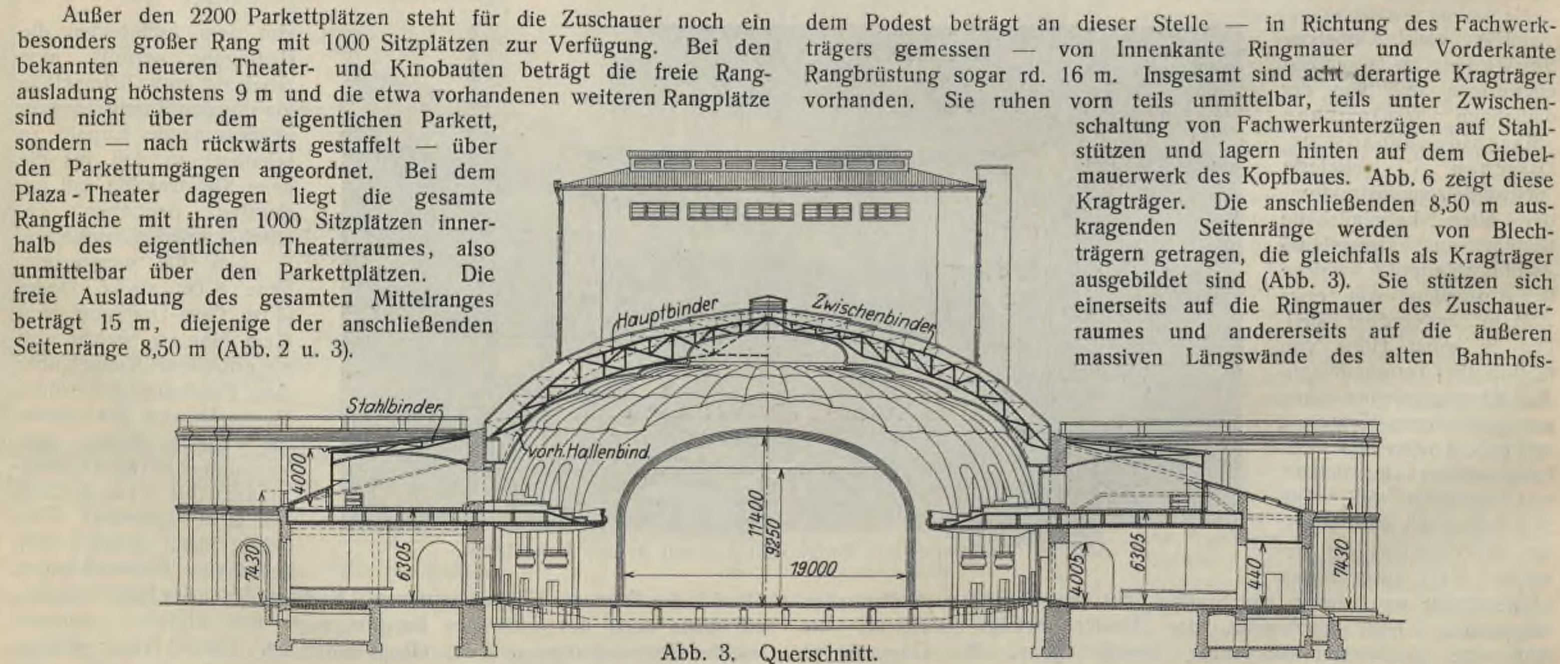


Abb. 3. Querschnitt.

Die Stützung des Mittelranges erfolgt durch Auslegerträger, welche als Fachwerkträger ausgebildet sind. Für den Kragträger III beträgt die Gesamtlänge dieses Fachwerkträgers rd. 32 m, wovon 17 m auf die beiden Stützlager und 15 m auf den Kragarm entfallen. Die Rangausladung über dem Podest beträgt an dieser Stelle — in Richtung des Fachwerkträgers gemessen — von Innenkante Ringmauer und Vorderkante Rangbrüstung sogar rd. 16 m. Insgesamt sind acht derartige Kragträger vorhanden. Sie ruhen vorn teils unmittelbar, teils unter Zwischenschaltung von Fachwerkunterzügen auf Stahlstützen und lagern hinten auf dem Giebelmauerwerk des Kopfbaues. Abb. 6 zeigt diese Kragträger. Die anschließenden 8,50 m auskragenden Seitenränge werden von Blechträgern getragen, die gleichfalls als Kragträger ausgebildet sind (Abb. 3). Sie stützen sich einerseits auf die Ringmauer des Zuschauerraumes und andererseits auf die äußeren massiven Längswände des alten Bahnhofsgebäudes. Die durch Zwischenträger verbundenen Auslegerträger tragen die obere, in Holz ausgeführte Rangabdeckung und die untere feuersichere Monier-Verkleidung. Der sich über dem Foyer erstreckende Teil der Stützkonstruktion für den hinteren Rang wird — soweit die oberen Rang-

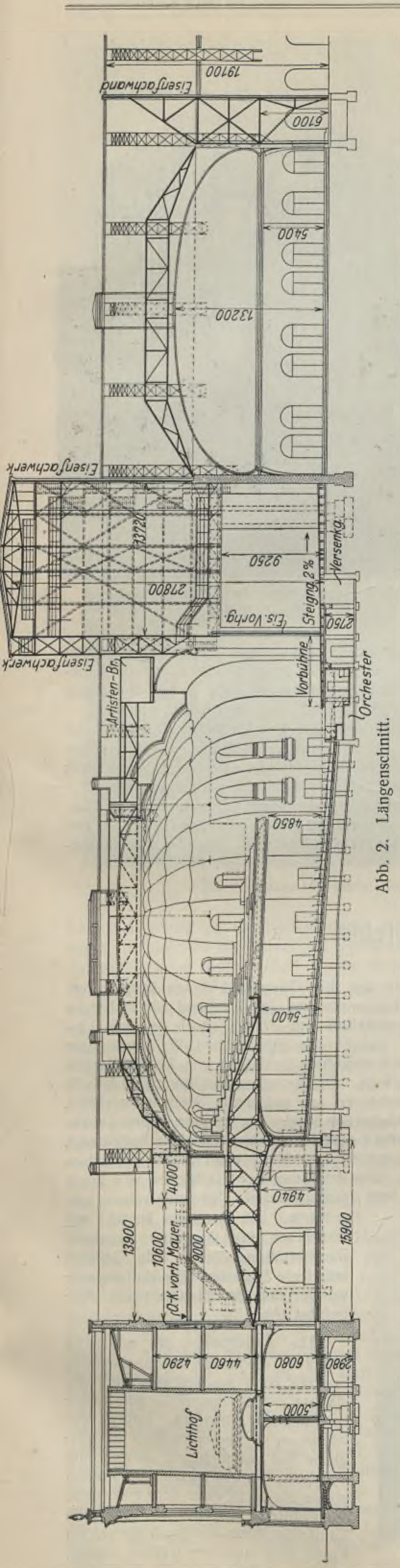


Abb. 2. Längenschnitt.

umgänge in Frage kommen — massiv eingedeckt, Im übrigen besteht die Decke aus Holzbalken mit Zwischenfüllung. Diese Eindeckungen bilden neben der Außenwand des Umganges ein wirksames Gegengewicht zu der Rangbelastung und gestatten, die Rückverankerung der Kragkonstruktion in der Giebelwand sehr leicht zu halten.

Um unvermeidliche Schwankungen und Durchbiegungen der Rangkonstruktion soweit wie möglich zu verringern, war es erforderlich, die einzelnen Kragträger untereinander mehrfach zu verbinden. Zunächst wurde der Rang-Brüstungsträger als leichter Blechträger ausgebildet, der sich der äußeren Form des Ranges anschmiegt. Außerdem liegt 7,50 m weiter zurück ein Gitterträger, der die einzelnen Rangträger verbindet und sein Auflager an der Theater-Ringmauer findet. Weiterhin erhielt die Außenwand des oberen Umganges, welche als Stahlfachwand ausgebildet wurde, diagonale Verstrebungen zwischen ihren Stielen, so daß auch sie als Gitterträger wirkt. Alle diese Dämpfungsträger sind somit imstande, Durchbiegungen der Kragträger, verursacht durch örtliche maximale Last, weitgehend auszugleichen.

Die außergewöhnliche Ausladung des Ranges hat die vorerwähnten außergewöhnlichen konstruktiven Maßnahmen erfordert. Ein Mehrgewicht gegenüber einer Konstruktion, die man allein nach dem Gesichtspunkt ausreichender Festigkeit ausgebildet hätte, war hierbei nicht zu vermeiden. Da ein Rang in den vorliegenden Ausmaßen — soweit bisher bekannt — weder in Amerika noch in Europa ausgeführt ist, ergaben sich in bezug auf die baupolizeiliche Zulassung eingehende Besprechungen mit den zuständigen behördlichen Stellen. Auf ihren Wunsch sollen noch besondere Belastungsproben veranstaltet werden, um die Durchbiegungen und Schwingungen infolge der Nutzlast auf dem Rang festzustellen und Erfahrungen für ähnliche Bauten zu sammeln. Über die Ergebnisse dieser für den Theaterbau offenbar bedeutsamen Versuche wird an dieser Stelle später noch berichtet werden.

Das Erdgeschoß des Kopfbaues ist als Kassen- und Vorraum eingerichtet. Zur Schaffung einer großen Eingangshalle wurden die massiven Zwischenwände des mehretagigen Kopfbaues durch schwere Blechträger abgefangen, so daß ein großer Raum von 320 m² Grundfläche entstanden ist, der nur durch zwei Säulen unterbrochen wird.

Das sich unmittelbar an die Kassenhalle anschließende Foyer mit etwa 450 m² Grundfläche wird durch die vorerwähnten acht Fachwerkträger des Mittelranges überbrückt. Fernerhin überspannen Deckenträger und Unterzüge die beiderseits des Zuschauerraumes liegenden Umgänge. In diesen ehemaligen Seitenschiffen der Bahnhofshalle stehen den Theaterbesuchern besonders große Wandelräume in einer Ausdehnung von etwa 1500 m² einschließlich des Foyers zur Verfügung.

Über der Vorbühne liegt die schon erwähnte Artistenbrücke. Sie besteht aus zwei Fachwerkträgern, deren gegenseitiger Abstand 4 m beträgt. Auf der Brücke befindet sich ein Laufsteg und eine Beleuchterbühne. In der Hauptsache soll die Artistenbrücke die Apparate der Künstler aufnehmen. Neben einer gleichmäßig verteilten Nutzlast kommen hierbei Einzelgewichte bis zu 2000 kg in Frage.

Um den Zuschauerraum ohne Rücksicht auf das Bühnenhaus fertigstellen zu können, erfolgte die Ausführung so, daß jeder dieser Gebäudeteile für sich und völlig unabhängig vom anderen standsicher ist. Keinerlei Tragteile des Bühnenhauses stehen mit denen des Zuschauerraumes in Verbindung. Letzterer wird durch die Artistenbrücke begrenzt.

Das anschließende Bühnenhaus in den Grundabmessungen 13,55 × 27,10 m i. L. ist bis zur Höhe + 11,80 m über Terrain in massivem Mauerwerk ausgeführt. Um die 27,10 m lange gemauerte Bühnenhaus-Giebelwand standsicher zu machen, sind vier größere Mauervorlagen angeordnet. Auf diesem gemauerten Unterbau ist das als reines Stahlfachwerk ausgeführte Bühnenhaus errichtet. Seine Rückwand ist eine normale, 25 cm stark ausgemauerte Stahlfachwerkwand, deren Hauptstiele in 4,35 bezw. 3,65 m Abstand die Dachbinder tragen. Die wagerechte Aussteifung dieser 16 m hohen Wandfläche erfolgt durch drei Windträger, wozu die vorhandenen Laufstege und der Schnürboden mit ausgenutzt worden sind. Die Bühnenhaus-Giebelwände besitzen zum Zwecke des bequemen Transportes größerer Dekorationsstücke Öffnungen von 10,5 × 9,25 m, so daß die darüberliegenden 25 cm starken Wandflächen schürzenartig abgefangen werden mußten.

Die eigentliche Bühnenöffnung von 19 m Breite und 9 m Höhe wird durch zwei im Abstand von 1,50 m angeordnete Stahlfachwandschürzen überspannt. Die nach der Bühne zu gelegene Schürze ist für 1 Stein starke, die andere für $^1/_2$ Stein starke Ausmauerung ausgebildet. Der 1,50 m breite Zwischenraum dient als Rauchabzug und wird durch einen alten Hallenbinder durchbrochen. Da der 31 m über Terrain liegende Bühnenhausfirst den alten Hallenfirst um 11 m überragt, so mußte ein alter Hallenbinder mit den angrenzenden Pfettenfeldern vollkommen entfernt und dadurch ermöglicht werden, eine nutzbare Bühnenhöhe von rd. 25 m zu schaffen.

Die Haupttragkonstruktion des Bühnenhauses besteht aus acht in den Ecken der beiden Giebelwände und den beiden Bühnenhausschürzen angeordneten kräftigen Stützen. Diese tragen doppelwandige Fachwerkträger, deren Obergurt in Höhe des Schnürbodens + 25,80 m liegt. Die gesamte Ausfachung hängt schürzenartig an diesen insgesamt vier Gitterträgern. Zur Übertragung der Windkräfte sind Verstrebungen angeordnet.

Der hauptbelastete Fachwerkunterzug der vorderen Bühnenhausschürze mit den sechs Binderstützen ist aus Abb. 5 ersichtlich. Der Unterzug befindet sich gerade beim Hochwinden etwa 12 m über Terrain. Abb. 7 zeigt den gleichen Träger in seiner endgültigen Lage.

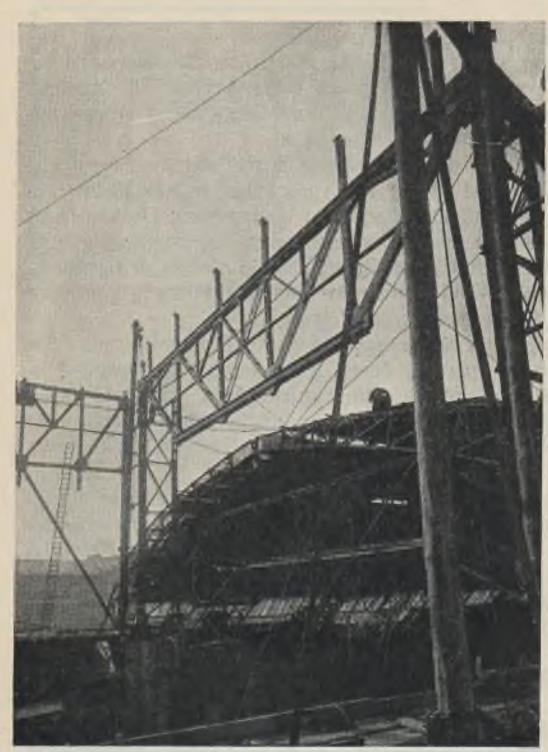
An die vorhandenen sechs Bühnenhaus-Dachbinder ist die Trägerlage des Schnürbodens, die Stützträger für den eisernen Vorhang sowie die Laufstege in + 23,55 und + 10,4 Höhe abgehängt. Die erheblichen Auflagerdrücke dieser Dachbinder werden in der Bühnenhaus-Rückwand durch die angeordneten Wandstiele unmittelbar und in der Bühnenhaus-Vorderwand durch den Fachwerkunterzug auf den massiven Unterbau übertragen.

Die Gesamtanordnung der Stahlkonstruktion für das Bühnenhaus ist aus Abb. 2 u. 8 ersichtlich.

Der Bühnenfußboden ist teilweise unterkellert und wird durch massive Decken zwischen Stahlträgern überspannt. Mit Rücksicht auf die im Theaterbetrieb zu erwartenden, teilweise hohen Einzellasten sind diese Deckenflächen mit 2000 kg je m² Gesamtlast berechnet worden, ebenso die Trägerlager der an das Bühnenhaus unmittelbar angrenzenden Seitenräume und Zugänge nach der Straße.

Das Gesamtgewicht der eingebauten Stahlkonstruktionen für die Kassenhalle, den Zuschauerraum, den Rang, die seitlichen Umgänge und für das komplette Bühnenhaus beträgt nur 700 t. Über die teilweise außerordentlich schwierigen Aufstellungsarbeiten ist noch folgendes zu erwähnen:

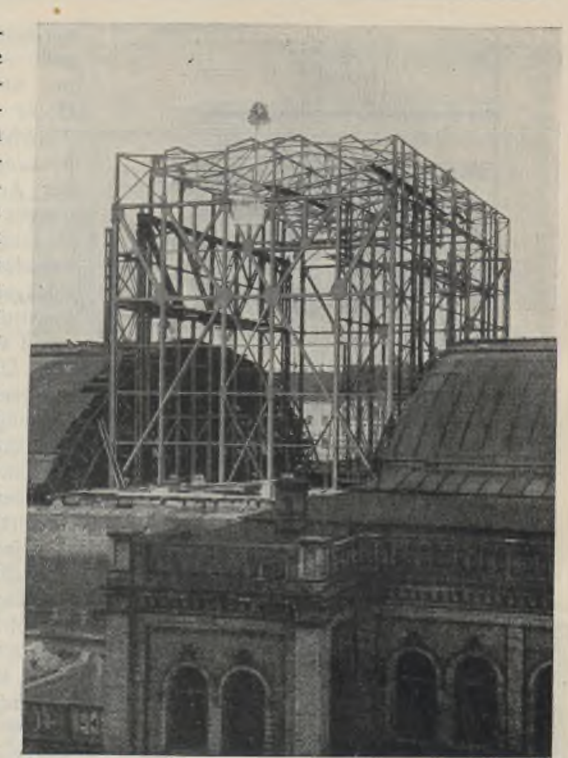
Nachdem der Abbruch des zu beseitigenden alten Mauerwerks erfolgt war, wurde der Auftrag für die Bauarbeiten in den letzten Augusttagen an die Allgemeine Häuserbau-A.-G. Adolf Sommerfeld, Berlin, vergeben und von dieser am 1. September 1928 mit den Arbeiten begonnen


Abb. 7. Unterzug der Bühnenhausschürze in endgültiger Lage.

Nach Fertigstellung der ersten Fundamente konnte mit der Aufstellung des Stahltragwerkes begonnen werden. Diese mußte ohne irgendwelche feste Rüstungen erfolgen, um die anderen Bauarbeiten nicht zu behindern. Besonders hinderlich war das vorhandene Dach für die Aufstellung der großen Hauptbinder, von denen jeder etwa 20 t wiegt. Aus der Abb. 4 ist zu ersehen, wie die Standbäume das alte Dach an den in Frage kommenden Stellen durchdringen.

Der Zusammenbau des gesamten Kuppelbaues wurde in 15, die Aufstellung der Rangkonstruktion in 17 Arbeitstagen beendet. Hierbei nahm die Anbringung der Gurt- und Füllungsstäbe der bereits genannten Querkonstruktion, welche die einzelnen Rangträger miteinander verbindet und zum Ausgleich der Durchbiegung bei örtlicher Vollast dient, natürlich besonders viel Zeit in Anspruch. Die gesamten Aufstellungsarbeiten waren am 15. November 1928 beendet: Sie fanden unter außerordentlich schwierigen Umständen statt, weil wegen der Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit gleichzeitig auch Maurer und Zimmerleute auf der Baustelle arbeiten mußten und eine gegenseitige Behinderung dabei nicht zu vermeiden war.

Unmittelbar an das Bühnenhaus, dessen Stahltragwerk in Abb. 2 u. 8 dargestellt ist, schließen sich 40 m breite Restaurationsräume in einer Länge von 30 m an. Es sind hier verschiedene größere und kleinere Säle sowie Konferenzzimmer vorgesehen, die mit dem Zuschauerraum durch zwei Tunnel in Verbindung stehen, die einen bequemen Verkehr des Theaterpublikums zwischen diesen Räumen ermöglichen. Eine freistehende stählerne Fachwerkwand trennt die gesamte Anlage von dem Rest der Bahnhofshalle, der zur Verfügung der Reichsbahn bleibt. Über den Saalbauten ist eine große Monierkuppel vorgesehen, die sich der alten Binderform möglichst anschmiegt, aber nicht mit ihr in unmittelbarer Verbindung steht. Die Konstruktion für diesen Teil der Anlage befindet sich in Arbeit.


Abb. 8. Aufstellung des Stahltragwerkes für das Bühnenhaus.

Der Gesamtentwurf stammt von den Architekten Cay & Abicht, Berlin, in deren Händen auch die Bauleitung lag. Der Entwurf für das Stahltragwerk und die gesamte Baustatik sind von Zivilingenieur Wilhelm Maelzer, Berlin, bearbeitet worden, die Lieferung und Aufstellung der Stahlkonstruktion erfolgte durch die Firma D. Hirsch, Eisenhoch- und Brückenbau in Berlin-Lichtenberg.

Die komplette Maschinenanlage für die Vollbühne ist von der Maschinenfabrik Kölle u. Hensel in Berlin-Wittenau geliefert, die Monierkuppel über dem Zuschauerraum wurde von dem Spezialbaugeschäft Hillmann u. Heinemann in Berlin-Wilmersdorf, ausgeführt.

Vor allem sei an dieser Stelle das Entgegenkommen der Baupolizeibehörde, insbesondere der Herren Oberbauräte Fischer und Fritz sowie des Herrn Magistratsbaurats Dr.-Ing. David hervorgehoben.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahl- und Walzwerk Höntrop des Bochumer Vereins.

Von Oberingenieur Dipl.-Ing. **Weber**, Dortmund.

Als nach Beendigung des Weltkrieges unsere Industrie begann, zum Ersatz für die verlorengegangenen Anlagen in Lothringen ihre deutschen Werke zu vergrößern und auszubauen, wurden auch von der damaligen Deutsch-Luxemburgischen Bergwerks- und Hütten A.-G. große Erweiterungspläne in die Tat umgesetzt. Man wählte als Bauort das Gelände des Bochumer Vereins an der Verbandstraße Bochum—Essen, das dieser dort auf dem sogenannten Thiemannshof erworben hatte. Gebaut wurde ein Rohrwalzwerk und zu seiner Speisung mit Stahlböcken ein Martinstahlwerk. Die gewaltige Anlage ist auf der Gesamtaufnahme (Abb. 1) zu übersehen, die im Vordergrund das Stahlwerk, weiter zurück das Rohrwerk zeigt, während im Hintergrund die Anlagen der Zeche Karolinenglück und des Bochumer Vereins sichtbar werden.


Abb. 1. Gesamtansicht.

Das Röhrenwerk besteht aus drei Quer- und sieben Längshallen. Die Querhallen haben eine Spannweite von je 27 m und 135 m Länge, die Längshallen ebenfalls Spannweiten von 27 m, jedoch je nach Verwendungszweck verschiedene Länge; die eigentlichen Walzwerkhallen sind 290 m lang. In den Hallen verkehren Laufkrane von 7,5 t, teilweise auch Konsolkrane von 5 t Tragkraft. Die Innenkonstruktion zeigt Abb. 2. Alle Kranbahnen sind mit Laufstegen aus gelochtem Blech ausgerüstet, so daß alle Bahnen bequem zugänglich sind. Die Stützen haben Durchgänge. Die lang durchlaufenden Oberlichter ergeben reichliche Belichtung, so daß trotz der großen Gesamtbreite der Halle auch in der Mitte beinahe Tageshelle erzielt wurde. Zur Reinigung der Glasflächen von innen sind Reinigungswagen, die auf lang durchlaufenden ⊏-Schienen ruhen, vorgesehen. Die Dachhaut besteht aus Bimsbeton mit doppelter Papplage. Zur Entlüftung dienen teils Klappen, teils feste Jalousien. Die Umfassungswände sind in Stahlfachwerk ausgeführt (Abb. 3).

Die Aufstellung, die mit Hilfe von zwei die Hallen überspannenden Spezialkranen ausgeführt wurde, gestaltete sich besonders für den Längsbau äußerst schwierig. Infolge des unebenen Geländes konnten Arbeitsgleise fast gar nicht zur Anwendung kommen; ferner ragten die Fundamente bis 10 m über dem noch nicht aufgefüllten Boden, so daß die Zufuhr der Baustoffe durch die großen Krane vorgenommen werden mußte.

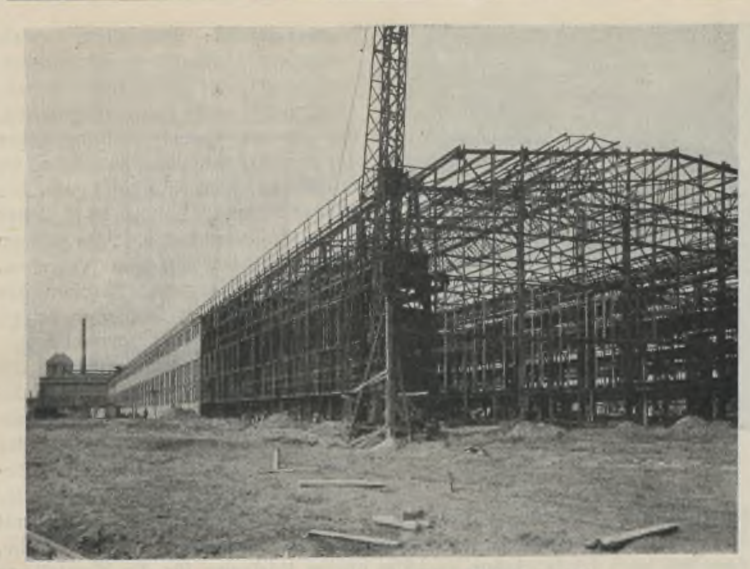


Abb. 3. Außenaufnahme des Röhrenwerkes.
Hintere Seitenwand ausgemauert, vorn Stahlfachwerk im Bau.

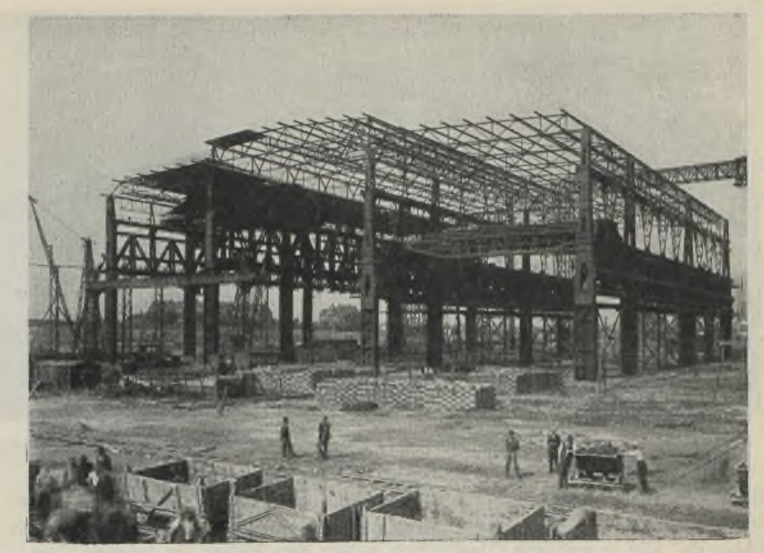


Abb. 5. Stahltragwerk des Martinstahlwerks
mit fertig aufgestelltem Unterbau.



Abb. 2. Innenaufnahme des Röhrenwerkes.

Trotzdem gelang es, die Hallen, deren Tragwerk insgesamt etwa 6000 t wiegt, in einer für die damaligen Verhältnisse — Lohnkämpfe, Inflation, Ruhreinbruch — kurzen Zeit fertigzustellen.

Das Martinstahlwerk, dem Rohrwalzwerk westlich vorgelagert, umfaßt drei Einzelgebäude, und zwar — von rechts nach links — das Stahlwerk, den Dolomitschuppen und den Steinschuppen. Die beiden letztgenannten Hallen sind normale Fachwerkbauten und nur im Zusammenhang mit dem Hauptgebäude von Bedeutung. Das Stahlwerk besteht aus fünf Hallen von je 160 m Länge und umfaßt von links nach rechts den Schrotplatz mit 28,15 m, das Ofenhaus mit 22,1 m, die beiden Gießhallen mit je 27,5 m und die Blocklagerhalle mit 28,15 m Spannweite. Zur Veranschaulichung der riesigen Belastungen, die in dem Bau auftreten, diene die Darstellung in Abb. 4. — In der Schrotplatzhalle dienen zwei Magnetkrane von je 15 t Tragkraft zum Umladen von Schrot auf Lager und in Mulden. Außerdem durchfahren zwei Einschienenlaufkatzen von je 5 t Tragkraft die Halle auf endloser Bahn, die beide Giebelwände durchdringt und durch die Dolomit- und Erzbunkerhalle und über den hinter dieser befindlichen zweiten Schrotplatz führt. Die Katzen dienen zum Muldentransport, die, mit Zuschlägen oder Schrot beladen, auf die Muldenbänke der Ofenbühne abgesetzt werden. In der Ofenhalle verkehren außer den drei Chargierkranen noch zwei über diese hinweg fahrende 50-t-Gießkrane zum Füllen der Öfen mit flüssigem Roheisen. In den Gießhallen befinden sich zu oberst je zwei Baukrane von je 15 t Tragkraft, darunter je zwei Gießkrane von je 90 t Tragkraft und hierunter in Gießhalle 1 vier Stück Konsoldrehkrane von 10 t Tragkraft und 11 m Ausladung. In der Blocklagerhalle verkehren zwei Blockverladedrehlaufkrane von je 15 t Tragkraft.

Während die Stützen der Längswände des Schrotplatzes und der Blocklagerhalle Abstände von 8 m haben, stehen die Stützen der Mittelhallen in Abständen von 32 m. Zur Aufnahme der vielfachen Kranbahnen dienen besondere Träger, die infolge der erheblichen Lasten von bedeutendem Ausmaß sind. Sehr anschaulich zeigt Abb. 5 den kräftigen Unterbau: Man sieht die gedrungenen Stützen, die schweren Kranbahnträger und das Dach, das infolge der zur Anwendung gekommenen Hohlsteindecke besonders leicht erscheint. Großer Wert wurde auf ausreichende Belichtung und gute Regenwasserabführung gelegt. Infolge der großen Breite des Gebäudes von rd. 135 m reichte der Lichteinfall von den Seitenwänden nicht aus. Es wurde daher die Dachform als ein die ganze Halle überspannendes Satteldach gewählt, das — jede Halle betonend und durch Lichtbänder begrenzend — die Regenwasser nach den an den Längswänden befindlichen breiten Traufen führt. Hierdurch war erreicht, daß keinerlei Regenwasser innerhalb des Baues abgeleitet werden mußte, wodurch etwaige bei Platzregen oder zufälligen Verstopfungen der Abfallrohre entstehenden Unannehmlichkeiten, die in einem Stahlwerk unter Umständen katastrophal werden können, vermieden sind.

Besondere Aufmerksamkeit wurde auch der Ausbildung der Giebelwände geschenkt. Unter Vermeidung allen Beiwerks entstand eine reine

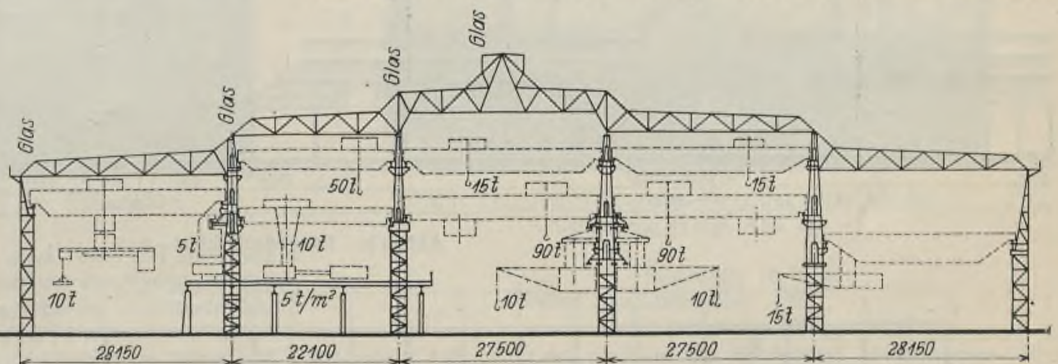


Abb. 4. Querschnitt des Martinstahlwerks mit Belastungen.

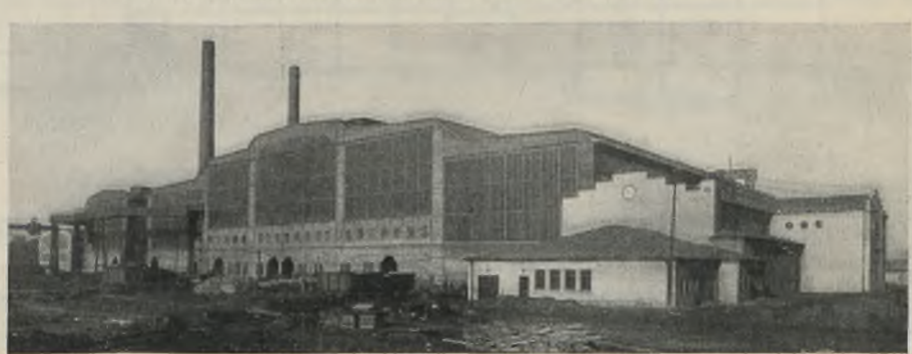


Abb. 6. Außenansicht des Martinstahlwerks.

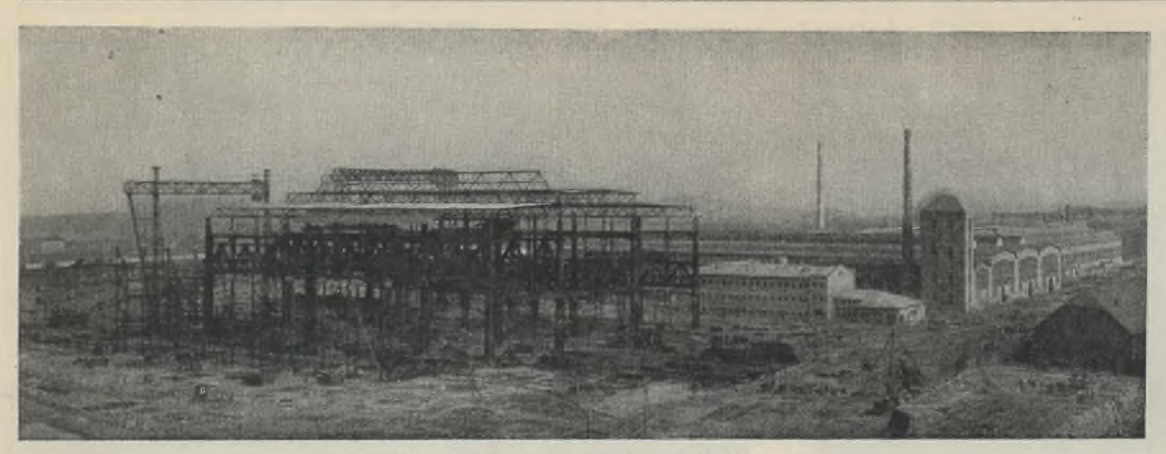


Abb. 7. Stand der Arbeiten am 3. 9. 1923.

Stahlfachwerkwand, die auch nach außen den Charakter des Industriebaues wahrt und die in ihren einfachen, großen Linien monumental wirkt (Abb. 6). Die gewaltigen Glasflächen geben den Hallen im Inneren Tageshelle. Um sie reinigen zu können, sind außen besondere, fahrbare Putzleitern vorgesehen, während innerhalb der Halle die Windriegel als Lauf- und Putzstege ausgebildet sind. Hinter den in den drei Mittelfeldern (Abb. 6) sichtbaren Fenstern befinden sich in Höhe der Ofenbühne die Werkbureaus, zu ebener Erde sind Werkstätten eingerichtet.

Die Entlüftung befindet sich in Gestalt einer großen, durchgehenden Haube mit feststehenden Jalousien auf dem Mittelfeld der Gießhalle 1. Infolge außerordentlicher Wärmeentwicklung der Öfen ergab sich die Notwendigkeit, über diesen noch besondere Lufthauben anzuordnen. An beiden Giebelseiten sind Treppenanlagen bis aufs Dach vorgesehen, die in die Querversteifungsträger der Kranbahnen münden und es ermöglichen, jede Kranbahn gefahrlos zu besichtigen. Leitern in jeglicher Form sind vermieden. Alle Stützen sind mit Durchgängen versehen. Unter den Verglasungsflächen des Daches ziehen sich Bedienungsstege zur Reinigung und Überwachung.

Für die Aufstellungsarbeiten, die unter den schwierigsten Geländeverhältnissen erfolgen mußten, wurden entsprechend dem Umfang der Lieferung, die rd. 8500 t betrug, besondere Aufwendungen nötig: vier elektrische Portalkrane mit 36 m Stützweite und maximal 42 m l. H. mit 35 t Tragkraft, außerdem ein elektrischer Schwenkkran von 32 m Höhe, daneben noch Entladekrane und das übrige Rüstzeug für die Herstellung eines neuzeitlichen Stahlbaues waren vorhanden, um die gewaltigen Konstruktionen in der zur Verfügung stehenden Zeit zu meistern. Leider wurde durch den Ruhreinbruch der Franzosen die glatte Abwicklung der Aufstellung empfindlich gestört, so daß eine Arbeitsunterbrechung von neun Monaten eintreten mußte. Abb. 7 zeigt den Stand der Arbeiten am 3. 9. 1923. Ausgeführt wurden die Hallen mit Ausnahme der Querhallen des Rohrwalzwerks von der Dortmunder Union, Abteilung Brückenbau, Dortmund.

Neubau der Blechbearbeitungsfabrik der Günther Wagner Verwaltungsgesellschaft m. b. H. in Hannover.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Otto Rüter, Hannover.

Die weltbekannte Tinten- und Farbenfabrik Günther Wagner in Hannover hat am Mittellandkanal im Gebiet des Nordhafens der Stadt Hannover ein neues Werk zur Herstellung von Blechemballagen errichtet, dessen Lage und Hauptabmessungen aus Abb. 1 hervorgehen.

Die bebaute Grundfläche von rd. 11700 m² hat bei einer Tiefe von 90 m eine Frontlänge von 130 m, die in einen mittleren, mehrgeschossigen Bau von 20 m und beiderseits anschließende, eingeschossige Hallen von 70 bezw. 40 m Länge geteilt ist. Der mehrgeschossige Mittelbau enthält im vorderen Teile nach der Hansastraße zu die Verwaltungs-, Beamten- und Arbeiterwohlfahrtsräume; im hinteren Teil nach dem Hafen zu das Maschinen- und Kesselhaus. Die beiden Seitenhallen dienen als eigentliche Fabrikationsräume.

Ihr stählernes Tragwerk ist als leichte Fachwerkkonstruktion zur guten Durchbringung von Rohr- und Kabelleitungen und Transmissionen ausgebildet und ruht auf Breitflanschträgersäulen (Abb. 2). Die Seitenhallen werden durchschnitten von einem Längsgang, dessen Portalkonstruktion aus Breitflanschträgern sich aus der Dachfläche heraushebt und mit wirksamen Entlüftungsaufbauten versehen ist (Abb. 3 u. 3a). Die Dachdeckung besteht aus Hohlsteindecken mit Eiseneinlagen, die Belichtung wird durch große Raupenoberlichte bewirkt (Abb. 1 u. 5).

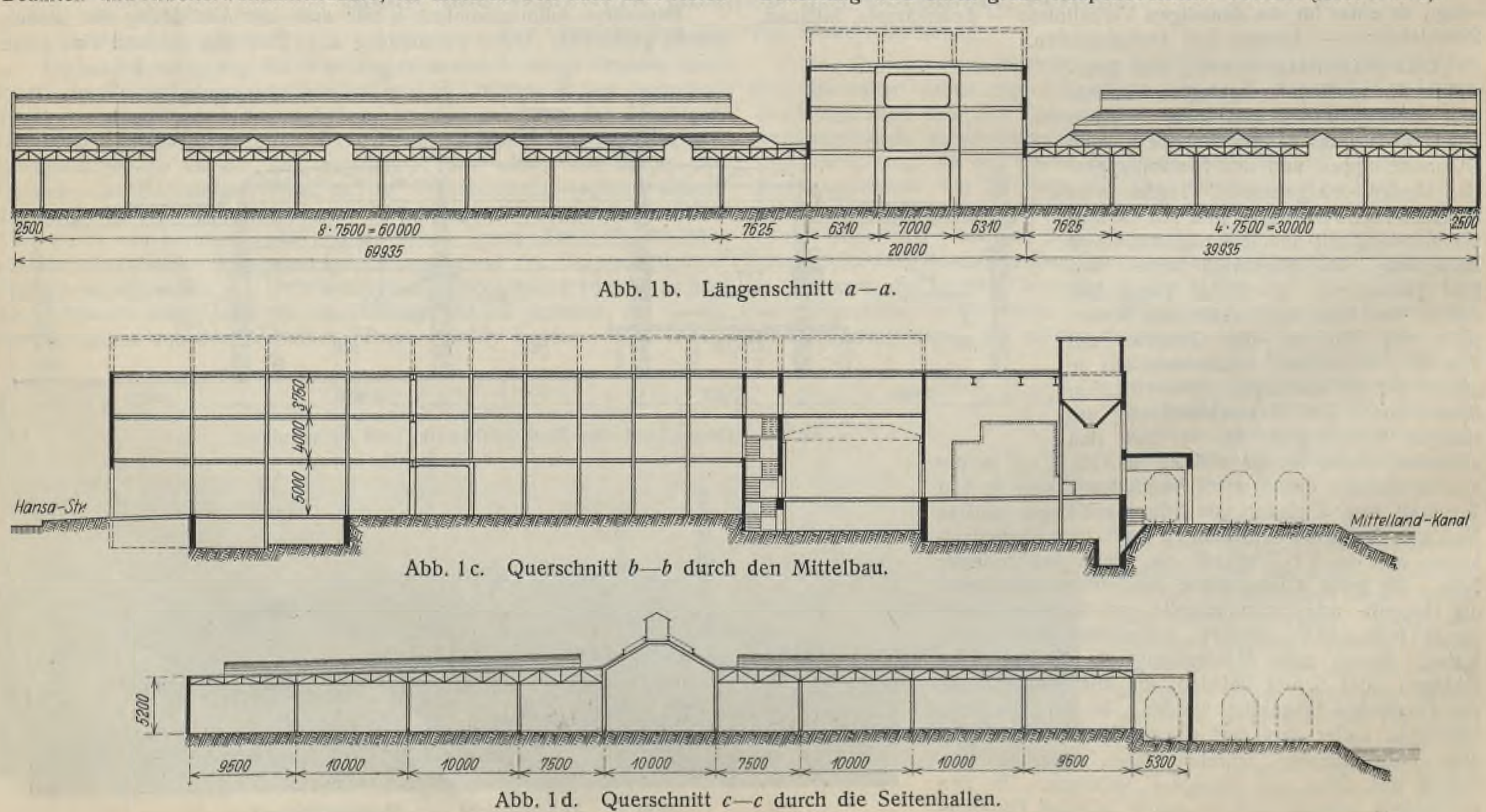


Abb. 1b. Längenschnitt *a—a*.

Abb. 1c. Querschnitt *b—b* durch den Mittelbau.

Abb. 1d. Querschnitt *c—c* durch die Seitenhallen.

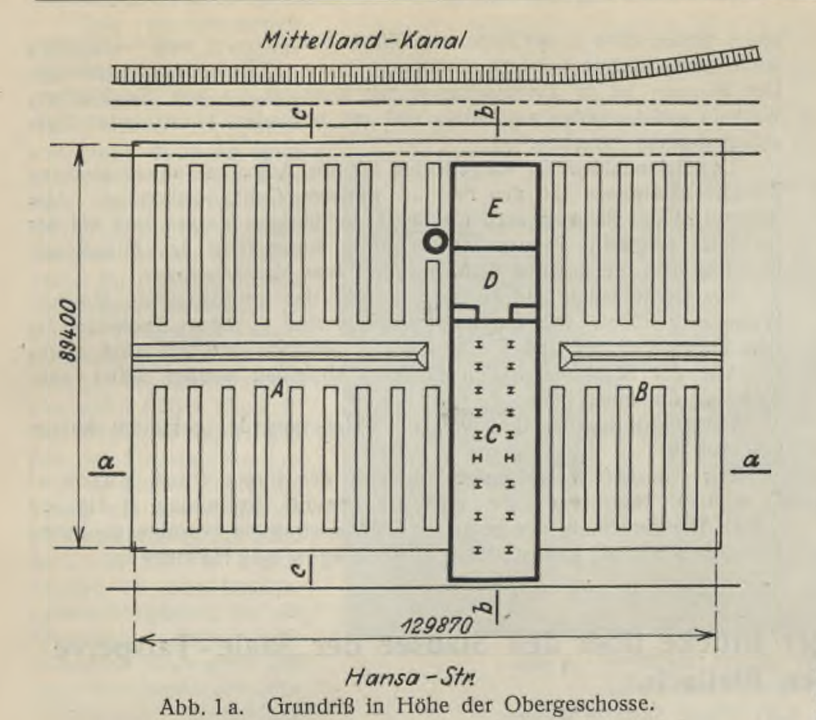
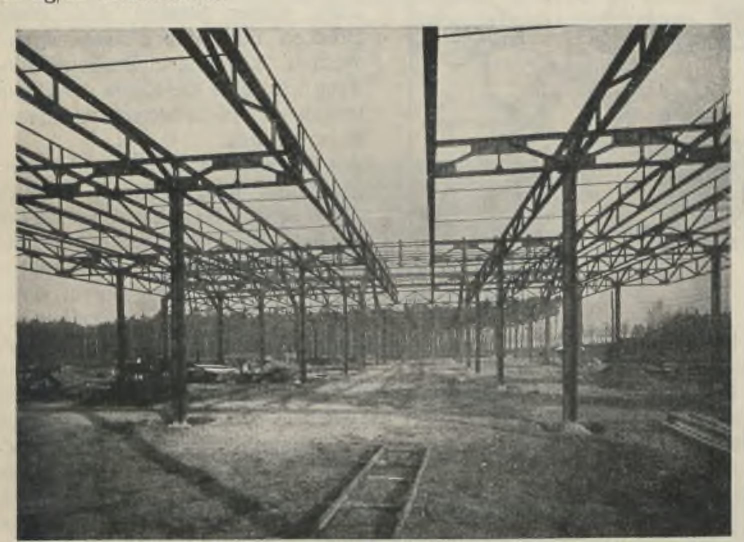


Abb. 1a. Grundriß in Höhe der Obergeschosse.

Der Winddruck auf die Frontwände der Seitenhallen wird durch die oben beschriebenen mittleren Portalbinder aufgenommen, derjenige auf die Giebelwände durch den mehrgeschossigen Mittelbau.

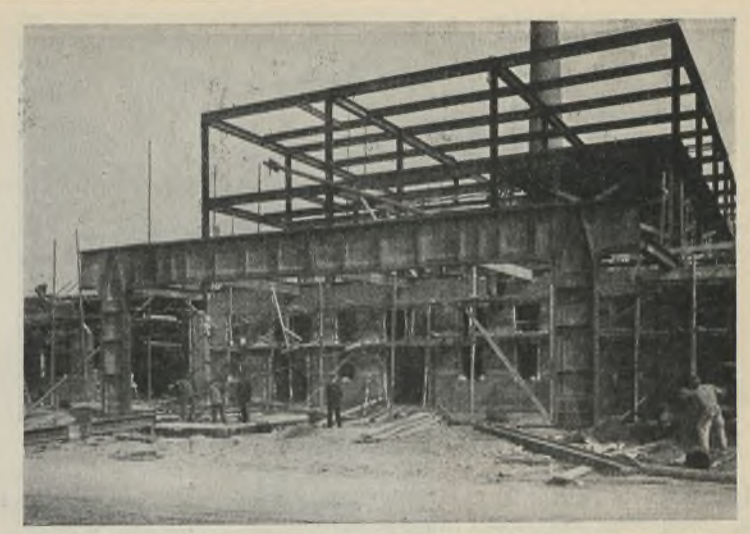
Abb. 2, 3 u. 3a geben verschiedene Zeitpunkte der Aufstellungsarbeiten wieder und lassen die Einzelheiten der Konstruktion gut erkennen:

Das Gewicht der Seitenhallen mit allem Zubehör beträgt 440 t oder 45 kg/m² Grundfläche.


Abb. 2. Aufstellung des Tragwerks für die Seitenhallen.

Der mehrgeschossige Mittelbau zerfällt in zwei Teile, und zwar, wie Abb. 1 u. 5 zeigen, in ein Massivgebäude, enthaltend das Maschinen- und Kesselhaus, und den vorderen, als ausgesprochenen Stahlskelettbau errichteten Teil mit den Verwaltungs- und Wohlfahrtsräumen. Im Kesselhaus sind die Bunker für mechanische Feuerung in Eisenbeton ausgeführt und ruhen auf stählernen Stützen, die gleichfalls stählerne Dachkonstruktion trägt eine Eindeckung in Stegzementdielen. Das Maschinenhaus enthält eine Kranbahn auf stählernen Stützen, die darüber befindliche Decke ist wie alle übrigen Decken als Wenko-Steineisendecke zwischen Stahlträgern ausgeführt.

Der Vorderteil des Mittelbaues ist völlig unabhängig vom Maschinen- und Kesselhaus als Stahlskelettbau ausgeführt. Das Gebäude ist zunächst dreigeschossig, sein Tragwerk jedoch so eingerichtet, daß später ein weiteres Geschoß aufgebaut werden kann. Bemerkenswert bei diesem Skelettbau ist, daß er nicht, wie üblich, auch im Erdgeschoß ausgemauert wurde, sondern vollständig frei auf Stelzen steht, um den ungehinderten Querverkehr zwischen den beiderseitigen Fabrikationshallen zu ermöglichen.


Abb. 4. Aufstellung des 30 t schweren Portalträgers über der Durchfahrt des Mittelbaues an der Hansastraße.

Zur Übertragung des Winddruckes sind alle als Steineisendecken ausgeführten Decken als starre Scheiben anzusehen. Der Winddruck auf die Frontseite des Mittelbaues wird durch beiderseitige Windportale im Erdgeschoß aufgenommen, die als vollwandige Zweigelenkbogen ausgeführt sind. In Abb. 1c (Schnitt *b—b*) sind diese Portalrahmen etwa in der Gebäudemitte erkennbar. In den oberen Geschossen bilden die Ausmauerungen der Seitenwände genügende Aussteifungen. Der Winddruck in der Querrichtung des Gebäudes wird an drei Stellen aufgenommen. Das Frontmauerwerk an der Hansastraße ruht nur auf zwei Eckpfeilern, da für den Wagenverkehr eine sehr breite Zufahrtöffnung frei zu halten war. Die Steinpfeiler waren nicht imstande, die lotrechten und wagerechten Lasten aufzunehmen, deshalb ist hier ein Zweigelenkrahmen eingebaut. Seine Hauptabmessungen betragen:


Abb. 3a. Aufstellung des Portaltragwerks für den Längsgang (vergl. Abb. 3).

Stützweite 16,40 m
lichte Durchfahrthöhe 4,40 „
Systemhöhe 5,30 „

Als größte Auflagerdrücke sind auf das Fundament zu übertragen 170 t lotrecht und 50 t wagerecht. Die überragenden Enden vermindern den durch die große Lotrechte entstehenden Bogenschub. Das Gewicht des


Abb. 3. Seitenhallen mit Längsgang.

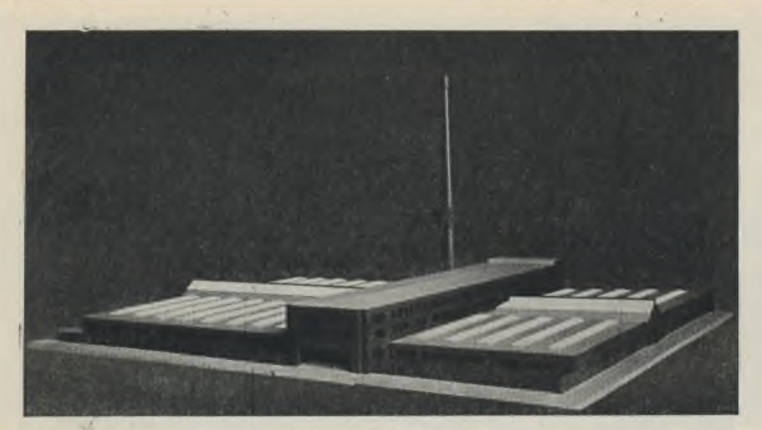


Abb. 5. Gesamtmodell.

Portalrahmens beträgt 30 t. Das Werkstück wurde vollständig vernietet in einem Stück aufgerichtet (Abb. 4).

Eine weitere Aussteifung des 57 m langen auf Stelzen stehenden Baues wurde etwa in der Mitte, wie Abb. 1 (Schnitt *a—a* und *b—b*) zeigt, durch einen dreigeschossigen Stockwerkrahmen mit Fußgelenken gebildet. Der Rahmen ist in zusammengesetzter Konstruktion aus Stegblechen, Winkeln und Lamellen ausgeführt und mit besonders konstruierten Fußauflagerböcken versehen.

Der Rahmenkopf ist eingerichtet für die Aufnahme eines weiteren Zweigelenkrahmens für den Fall der späteren Gebäudeerhöhung. Alle Stoßstellen der Rahmen, auch die Stöße der übrigen Stützen sind auf der Baustelle sorgfältig vernietet. Die dritte Aussteifung des Mittelbaues bildet endlich die massive Zwischenwand zum Maschinenhaus.

Die Deckenträger und Stützen sind in der im Skelettbau üblichen Weise ausgebildet. Die Umfassungsmauern sind in jedem Stockwerk für sich abgefangen, so daß Veränderungen jederzeit möglich sind. Das Gewicht der Stahlkonstruktion für den Mittelbau beträgt 280 t oder 25 kg/m³ umbauten Raum.

Ein eindrucksvolles Bild von der Gliederung der gesamten Anlage gibt Abb. 5.

Der Entwurf wurde aufgestellt von der Firma Paul Muschiol G. m. b. H., Hannover, die auch die gesamte Bauleitung in Händen hatte. Die Errichtung der gesamten Stahlkonstruktion bewirkte die Firma Hermann Rüter, Eisenbau, Langenhagen bei Hannover.

Die Stahlüberbauten der Wettera- und Saalburger Brücke über den Stausee der Saale-Talsperre am Kleinen Bleiloch.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **O. Jüngling,** A.-G. Obere Saale in Weimar.

Allgemeine Angaben. Mit dem im Herbst 1925 begonnenen Bau der etwa 3,5 km unterhalb von Saalburg an den Ausläufern des Frankenwaldes gelegenen Saaletalsperre am Kleinen Bleiloch ist der erste Schritt zur Verwirklichung der schon seit langen Jahren bestehenden Pläne des wasserwirtschaftlichen Ausbaues der oberen Saale getan worden. Das großzügig angelegte Programm sieht den Bau zweier großer Talsperren mit den zugehörigen Ausgleichbecken vor, nämlich der Hohenwartesperre, etwa 15 km flußaufwärts von Saalfeld, und der 49 km weiter oberhalb gelegenen Bleilochsperre. Beide Talsperren mit einem Fassungsraum von zusammen rd. 400 Mill. m³ sollen in erster Linie zur Sicherstellung des Zuschußwassers dienen, das für die im Zusammenhang mit dem Bau des Mittellandkanals geplante Elbe- und Saale-Regulierung benötigt wird. Daneben aber sollen sie auch eine Verbesserung der Hochwasserverhältnisse herbeiführen und eine großzügige Kraftausnutzung ermöglichen.

Abb. 1. Lageplan der Saale-Talsperre am Kleinen Bleiloch.

Während die Verhandlungen über den Bau der Hohenwartesperre zurzeit noch schweben, sind inzwischen durch die vom Staate Thüringen gegründete Aktien-Gesellschaft Obere Saale in Weimar die Vorarbeiten und der Grunderwerb für den Bau der Bleilochsperre so weit gefördert worden, daß voraussichtlich Ende 1929 mit dem Bau der eigentlichen Sperrmauer begonnen werden kann.

Zu den umfangreichen Vor- und Nebenarbeiten, die der Bau einer solch großen Anlage erfordert — wird doch die Bleilochsperre mit 215 Mill. m³ Stauinhalt bei 9,2 km² Oberfläche die derzeitig größte Talsperre Deutschlands werden[1]) —, gehört in erster Linie die Wiederherstellung der durch den künftigen Stausee unterbrochenen Straßen- und Wegeverbindungen. So müssen, abgesehen von der Umlegung zahlreicher Wirtschafts-, Forst- und Fußwege, nicht weniger als rd. 18 km Ortsverbindungswege und Staatsstraßen neu angelegt und im Zuge dieser Straßen drei große Brücken über den Stausee erbaut werden. Eine vierte Straßenverbindung wird über die Krone der 225 m langen und 65 m hohen Sperrmauer hinwegführen.

Die beiden größeren der vorgenannten drei Brücken, nämlich die Wettera-Brücke, etwa 2,5 km nördlich von Saalburg, und die Saalburger Brücke, unmittelbar bei Saalburg selbst gelegen, überführen zugleich mit der Staatsstraße Schleiz—Lobenstein ein normalspuriges Gleis der rd. 23 km langen Kleinbahn Schleiz—Saalburg—Ebersdorf, welche zurzeit im engsten Zusammenhang mit dem Talsperrenbau durch die Schleizer Kleinbahn-A.-G. in Weimar erbaut wird. Die dritte Brücke liegt am oberen Ende des rd. 28 km langen Stausees im Zuge der Staatsstraße Hirschberg—Lobenstein bei Gottliebstal (Abbild. 1).

Die Wettera- und Saalburger Brücke befinden sich zurzeit im Bau und stehen kurz vor ihrer Fertigstellung. Die Gottliebstaler Brücke wird erst später erbaut werden. Abb. 2 u. 3 zeigen Aufnahmen vom Bau der beiden ersteren Brücken.

Abb. 2. Wettera-Brücke. Zusammenbau der Hauptträger.

[1]) Weitere Angaben finden sich im Aufsatz von Ministerialrat Sommer: „Die Saaletalsperre am Kleinen Bleiloch“, Deutsches Bauwesen 1928, Heft 9, S. 209 bis 213.


Abb. 3. Saalburger-Brücke, Aufstellung des Baugerüstes (Stand der Arbeiten Ende Mai 1928).

Die verschiedenen Entwürfe für Wettera- und Saalburger Brücke. Wie bereits erwähnt, dienen beide Brücken zur gleichzeitigen Überführung einer Staatsstraße und einer Kleinbahn. In den ursprünglichen Entwürfen war das Normalspurgleis in der Pflasterdecke einer 6,50 m breiten Straße mit 0,73 m und 1,40 m breiten Fußsteigen untergebracht. Die Gesamtbreite zwischen den Geländern betrug somit 8,63 m (Abb. 4). Die Gleisachse lag 1,75 m von der Straßenachse entfernt, so daß bei Zugrundelegung des 4,46 m breiten Lichtraumprofiles der Bahn noch ein 2,77 m breiter Streifen für den Straßenverkehr übrigblieb, der die Begegnung eines vollbeladenen Heuwagens und eines Kleinbahnzuges ohne beiderseitige Gefährdung gestattet hätte. Mit Rücksicht auf die geringe Zugfolge und die auf der Brücke stark ermäßigte Geschwindigkeit war von der Bauherrin diese Querschnittsform als ausreichend angesehen und der Entwurfsbearbeitung beider Brücken zugrunde gelegt worden.

Die von der A.-G. Obere Saale aufgestellten Entwürfe sahen für beide Bauwerke zuerst massive Gewölbebrücken vor. Bei der Bearbeitung dieser Entwürfe mußte besonderes Augenmerk auf eine gute Einpassung in das reizvolle Landschaftsbild und vor allem auf ein jederzeit befriedigendes Aussehen bei den innerhalb eines Spielraumes von

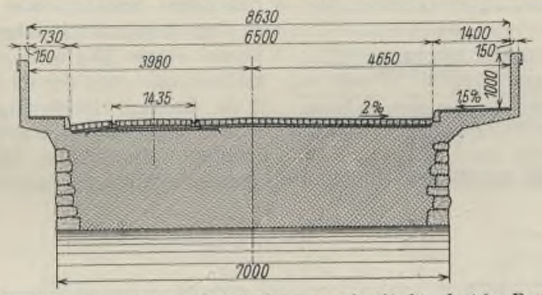


Abb. 4. Ursprünglicher Fahrbahnquerschnitt für beide Brücken.

27 m schwankenden Wasserspiegellagen des Stausees gerichtet werden. Während dieser letzte Umstand bei der Wettera-Brücke, deren Fahrbahnkrone mit Rücksicht auf die Trassierung der Kleinbahn in Höhe 425 m über NN, also 15 m über dem höchsten Talsperrenspiegel gelegt werden mußte, weniger ins Gewicht fiel, war er bei der Saalburger Brücke von ausschlaggebender Bedeutung. Bei dieser Brücke, die das Saaletal in einer Höhe von rd. 55 m überschreitet, reicht der höchste Wasserspiegel der Talsperre von + 410 m über NN so dicht an die Fahrbahnkrone heran, daß hier nur ein Spielraum von 6 m verbleibt. Da eine weitere Hebung der Brückenkrone mit Rücksicht auf die Ortslage von Saalburg nicht angängig war, krankten alle Entwürfe für gewölbte Brücken daran, daß die Gewölbekämpfer bei den normalerweise vorhandenen höheren Wasserständen zu stark ins Wasser eintauchten, wodurch die architektonische Wirkung der sonst durchaus ansprechenden Entwürfe stark beeinträchtigt wurde.

Auch die anläßlich eines engeren Wettbewerbes mehrfach eingereichten Entwürfe, die eine aufgelöste Eisenbeton-Bogenkonstruktion oder eine durchlaufende Eisenbetontafel auf zahlreichen dünnen Pfeilern vorsahen, konnten in ästhetischer Hinsicht nicht befriedigen.

Die Bauherrin entschloß sich daher, vergleichsweise Entwürfe mit Stahlüberbauten heranzuziehen und forderte im August 1927 in öffentlicher Ausschreibung zur Abgabe geeigneter Vorschläge und verbindlicher Kostenangebote auf. Die von namhaften deutschen Stahlbaufirmen eingegangenen Entwürfe hatten fast ausschließlich als Tragsystem für beide Brücken parallele Fachwerkträger oder vollwandige Balkenträger vorgesehen. Alle Entwürfe zeichneten sich dadurch aus, daß sie mittels eines horizontal durchlaufenden Überbaues die Überbrückung großer Spannweiten auf wenigen Zwischenpfeilern gestatteten, wodurch nicht nur der den Massivbrücken anhaftende Mangel des guten Aussehens behoben, sondern auch eine wesentliche Verbilligung herbeigeführt werden konnte.

In Erkenntnis der hervorragenden Wirkung beider Brücken im Landschaftsbild hatte die Bauherrin die verschiedenen Entwürfe den Spitzen der Behörden, der Thüringischen Beratungsstelle für Heimatschutz und Denkmalpflege und dem Bund Heimatschutz zur Begutachtung vorgelegt. Die Gutachter kamen übereinstimmend zu dem Urteil, daß für beide Bauwerke die Ausführung mit Stahlüberbauten, und zwar in der Form durchlaufender Blechträger mit obenliegender Fahrbahn zu empfehlen sei.

Bei der im November 1927 erfolgten Vergebung der Bauarbeiten erhielt daher auch die Ausführung mit Stahlüberbauten den Vorzug. Ein weiterer Grund für diese Entscheidung war die Erwägung, daß bei einer Stahlbrücke eine später etwa erforderliche Verstärkung oder Fahrbahnverbreiterung ohne allzu große Schwierigkeiten, vor allem aber ohne Störung des Talsperrenbetriebes, durchführbar ist.

Früher als vorauszusehen sollte dieser Umstand von besonderer Bedeutung werden. Kurz vor Beginn der Bauarbeiten, im Frühjahr 1928, forderte die Straßenbauverwaltung des Landes Thüringen, daß mit Rück-

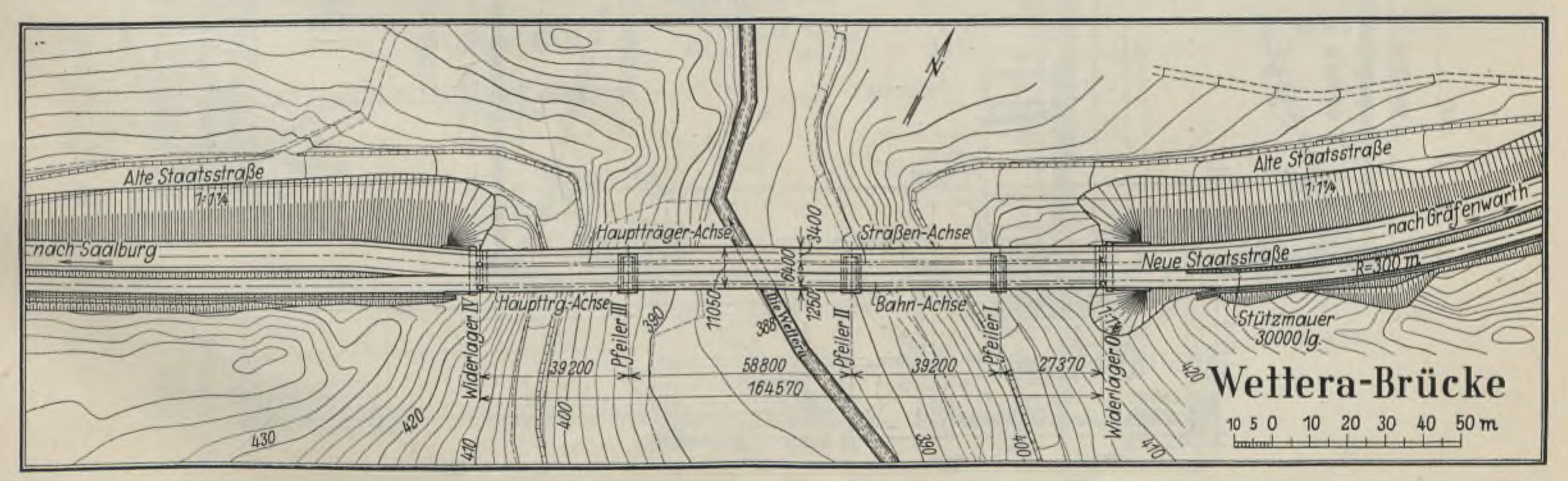


Abb. 5. Lageplan der Wettera - Brücke.

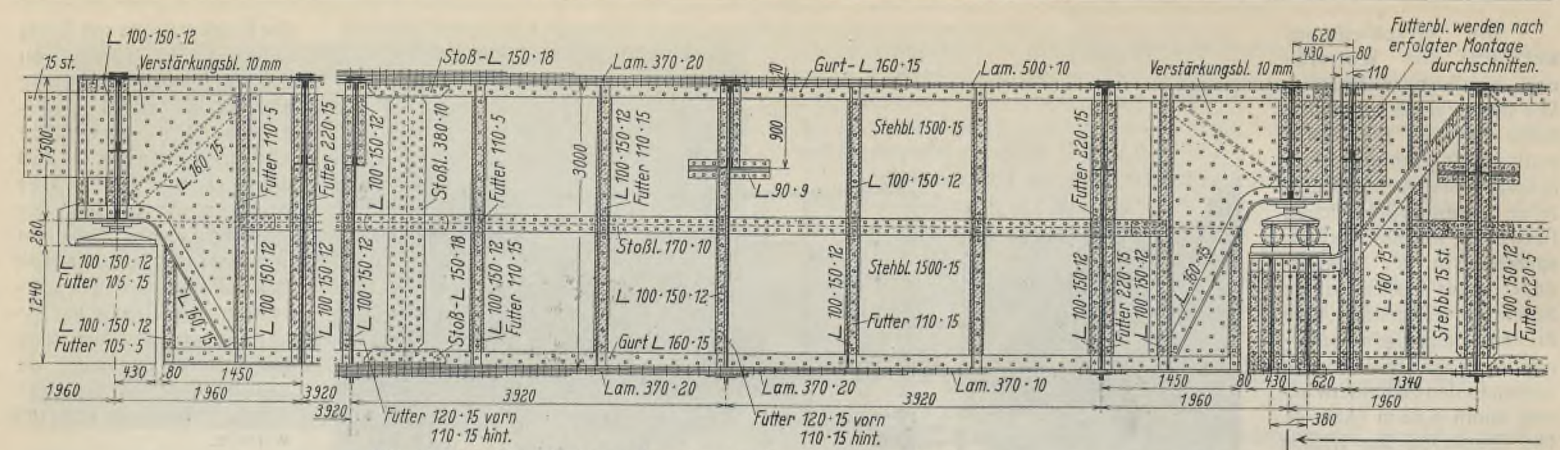


Abb. 9. Wettera-Brücke, Ansicht des Koppel- und des Kragträgers über Pfeiler II mit den beiden Gerbergelenken

sicht auf den stets wachsenden Verkehr auf der Mittelthüringen mit Sachsen und Ostthüringen verbindenden Durchgangsstraße bereits von vornherein eine Verbreiterung des Brückenquerschnittes mit vollständiger Trennung des Straßen- und Bahnverkehrs durchgeführt wird.

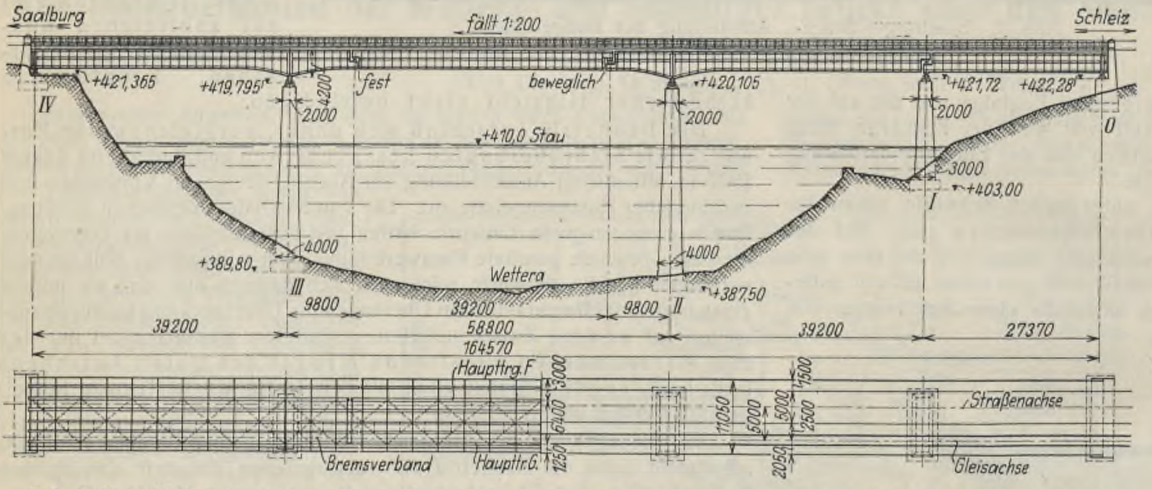


Abb. 6. Ansicht und Grundriß der Wettera-Brücke.

Die von diesem Gesichtspunkte aus erfolgte Umarbeitung der Entwürfe zeigte, daß die für eine wirksame Trennung beider Verkehrsstreifen erforderliche Fahrbahnverbreiterung ausführbar war, ohne die verhältnismäßig geringen Hauptträgerabstände und damit die Abmessungen der Pfeiler vergrößern zu müssen. Die Kosten hierfür konnten gegenüber einer Verbreiterung bei Gewölbebrücken niedrig gehalten werden.

Die zur Ausführung gewählte Querschnittsform für beide Brücken besitzt jetzt eine Gesamtbreite von 11,05 m zwischen den Geländern (Abb. 7, 8, 12 u. 13). Die Trennung des straßenseitigen Teiles, der aus einem 1,50 m breiten Fußsteig und einer 5 m breiten gepflasterten Fahrbahn besteht, von der mit Bohlen abgedeckten Bahnseite wird durch einen 30 cm hohen Bordstein und ein danebenliegendes 1 m breites Horizontalgitter mit rd. 7 cm weiten Zwischenräumen bewirkt. Durch die oben zugespitzten Bordsteine und die nach

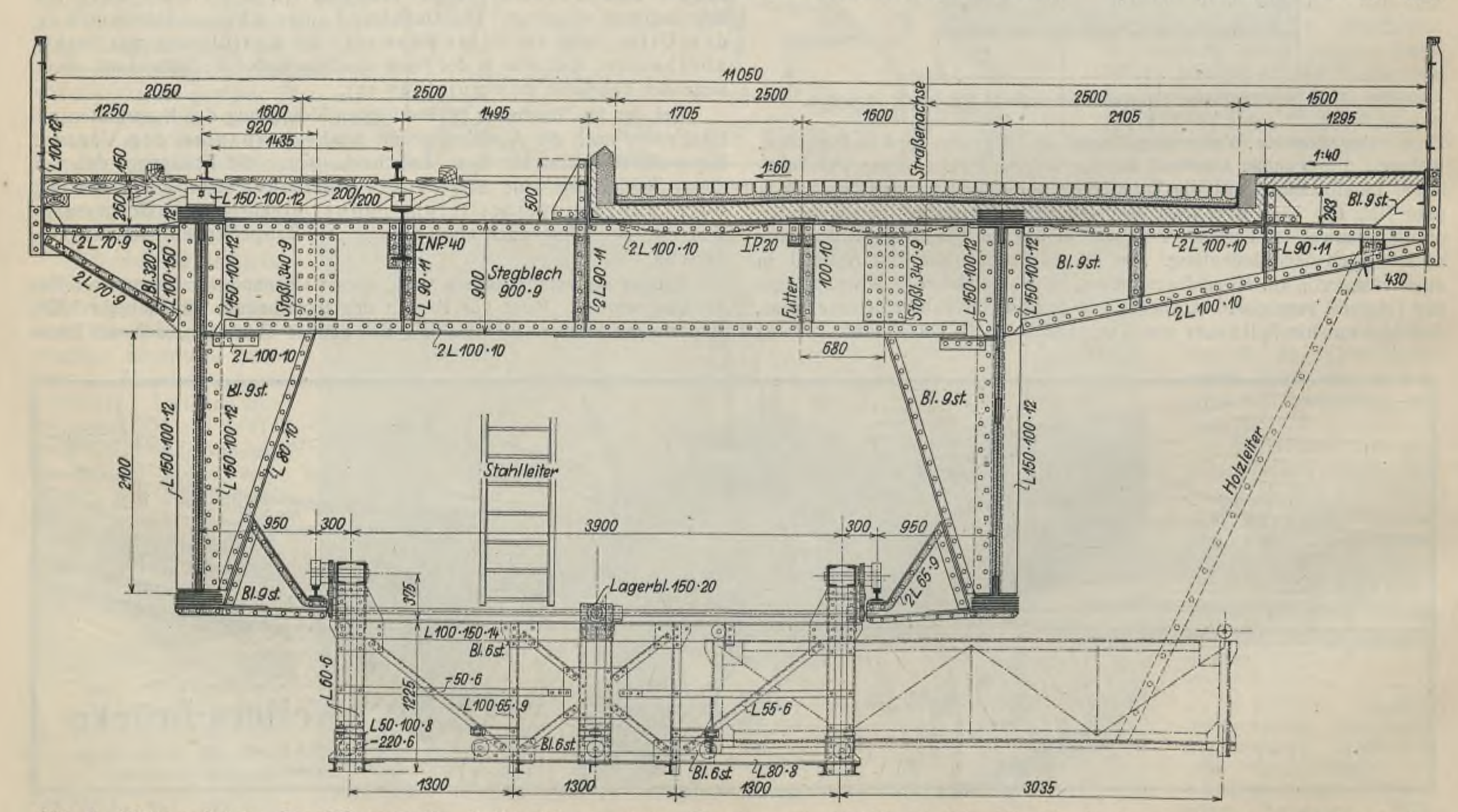
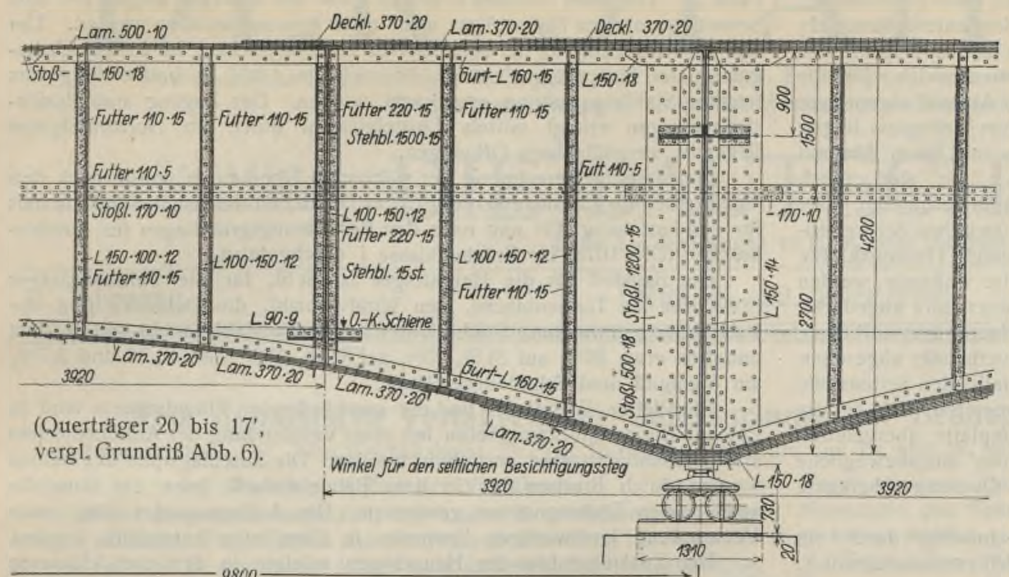


Abb. 7. Wettera-Brücke, Regel-Querschnitt mit Besichtigungswagen (Querträger 9—16, 18—24, 24'—18', 16'—9', 6'—1'. Vergl. Abb. 6 Grundriß).



(Querträger 20 bis 17', vergl. Grundriß Abb. 6).

oben gestellten Schenkel des Winkelstabrostes soll ein Herübertreten von der Fahrbahnseite zur Bahnseite nach Möglichkeit vermieden werden.

Während der Fahrbahnquerschnitt bei beiden Brücken in seinen Hauptabmessungen vollkommene Übereinstimmung zeigt, weicht die konstruktive Durchbildung beider Brücken wesentlich voneinander ab, so daß im nachstehenden auf die Besonderheiten beider Brücken näher eingegangen werden soll.

Die Wettera-Brücke. Der von der Brückenbauanstalt Louis Eilers in Hannover-Herrenhausen bearbeitete Entwurf sieht eine Blechträgerbrücke mit obenliegender Fahrbahn mit einer Gesamtstützweite von 164,57 m vor. Als statisches System für die beiden Hauptträger wurde ein die drei Hauptöffnungen von 39,20 m, 58,80 m und 39,20 m Stützweite überbrückender Gerberbalken mit einem über der Nebenöffnung liegenden Schleppträger von 27,37 m Stützweite gewählt (Abb. 5 u. 6). Die Gerbergelenke liegen in der mittleren Hauptöffnung; der eingehängte Träger hat eine Stützweite von 39,20 m, während die symmetrisch ausgebildeten Kragträger einschließlich der 9,80 m langen Kragarme eine Länge von je 49 m erhalten.

Die festen Auflager der Brücke liegen auf den beiden Widerlagern 0 und IV. Die drei Pfeiler tragen nur je ein bewegliches Auflager und konnten, da sie nur mittige Belastung und keine Bremskräfte aufzunehmen haben, sehr schlank gehalten werden (Abb. 6). Der Schleppträger ist durch ein über dem beweglichen Lager des Pfeilers I in halber Stehblechhöhe angeordnetes festes Auflager mit dem rechten Kragträger gekoppelt (Abb. 8). Da auch das linke Gelenk des eingehängten Trägers fest ausgebildet ist, so müssen die Längenänderungen der beiden Brückenteile durch das als Rollenlager ausgebildete rechte Gerbergelenk ausgeglichen werden (Abb. 9).

Die normale Stehblechhöhe der Hauptträger beträgt in sämtlichen Öffnungen 3 m. Sie wächst über den Pfeilern II und III durch Herunterziehen des Untergurtes auf 4,20 m an. Das Hauptträgerstehblech ist 15 mm stark und in halber Höhe wagerecht gestoßen. Die senkrechten Stehblechstöße liegen über den Pfeilern und den Kraggelenken und sonst in Abständen von 7,3 bis 11,2 m jeweils in der Mitte zwischen zwei senkrechten Aussteifungen. Die Gurtplatten sind 370 mm breit; ihre Stärke beträgt unten 10 mm, in den übrigen, bis zu fünf Stück darüber liegenden, 20 mm.

Die Hauptträger liegen in einem gegenseitigen Abstand von 6,40 m und nehmen zwischen sich die durch kräftige Eckbleche biegungsfest angeschlossenen Querträger auf (Abb. 7). Der Abstand der Querträger beträgt 3,92 m, die Stehblechhöhe 900 mm. Die unter der straßenseitigen Auskragung liegenden 3,40 m langen Konsolträger sind mit den Querträgern durch Zuglaschen, die das Gurtplattenpaket der Hauptträger durchdringen, kontinuierlich verbunden. Der 1,25 m ausladende Konsolträger unter dem bahnseitigen Fußsteig ist in Winkelkonstruktion ausgebildet. Eine besonders kräftige portalartige Querversteifung haben die über den Pfeilern II und III liegenden Knotenpunkte 17 und 17' erhalten (Abb. 8).

Das letzte Feld der beiden Kragträger ist durch Ausfüllung mit Magerbeton zu einem Gegengewicht ausgebildet, das einem etwaigen negativen Auflagerdruck entgegenwirkt. Am rechten Kragträger wird mittels eines, das feste Auflager umschließenden Bolzengelenkes auch noch ein Teil des Schleppträgergewichtes als Ballast herangezogen. Die Ausbildung dieses Punktes zeigt die Abb. 8, aus der zugleich auch die kräftige Aussteifung der Enden des Krag- und Schleppträgers ersichtlich ist.

Der Windverband aus gekreuzten Schrägen, die über zwei Felder hinwegreichen, liegt in Höhe der Unterkante der Querträger. Am Querträger 20', neben dem beweglichen Gerbergelenk, ist der Windverband längsbeweglich angeschlossen.

Die Fahrbahnabdeckung erfolgt straßenseitig durch 8 mm starke, auf Zwischenlängsträgern angenieteten Tonnenblechen. Auf der Magerbeton-

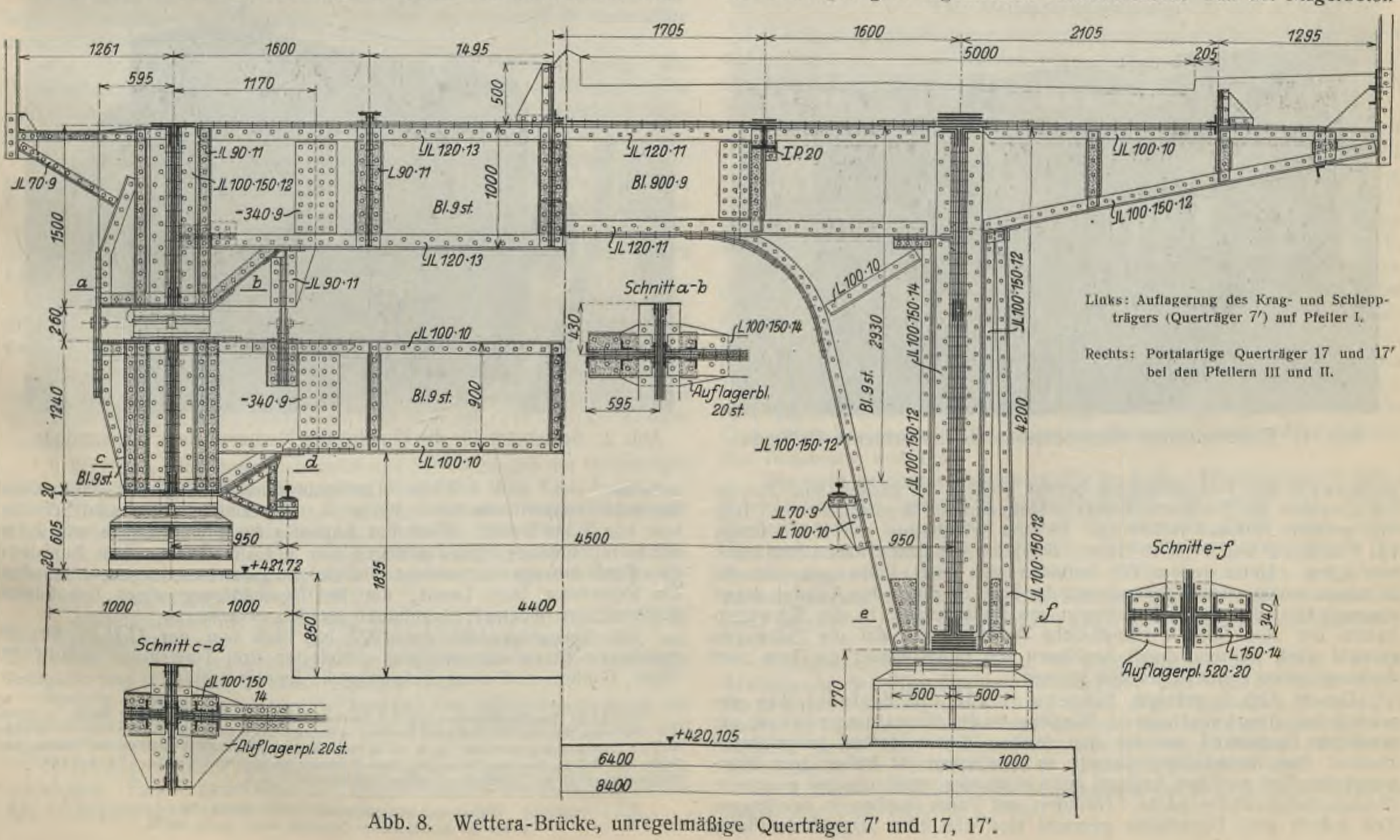


Abb. 8. Wettera-Brücke, unregelmäßige Querträger 7' und 17, 17'.

ausfüllung dieser Bleche liegt eine Asphaltisolierung mit einer 5 cm starken Betonschutzschicht, darüber auf einer 4 cm starken Sandunterbettung ein 10 cm starkes Diabaskleinpflaster. Der Fußsteig erhält eine Abdeckung von 8 cm starken Betonplatten mit einem 2 cm starken Zementestrich. Für die Fahrbahnentwässerung sind eiserne Ablaufkästen in 15 m Abstand angeordnet.

Die hölzernen Querschwellen 20/20 cm unter dem Bahngleis liegen auf dem Obergurt des Hauptträgers und auf einem in 1,60 m Abstand parallel hierzu verlaufenden Schwellenlängsträger. Sie sind durch Schraubenbolzen mit den aufgenieteten Schwellenwinkeln verbunden. Der mit der Höhe der Gurtplatten wechselnde Spielraum zwischen Schwellenunterkante und Gurtplattenoberkante wird durch eingelegte Hartholzklötze ausgeglichen. Die Schwellen und der 0,80 m breite Fußsteig werden durch 5 cm starke Bohlentafeln aus imprägniertem Kiefernholz abgedeckt.

Da die Schwellen einseitig auf dem sehr steifen Hauptträger aufliegen, konnte von der Anordnung eines eigentlichen Schlingerverbandes abgesehen werden. Die auf den Schwellenlängsträger etwa entfallenden Seitenstöße werden durch einen in der Mitte desselben angenieteten Stab in die durch die Buckelblechabdeckung sehr steife Fahrbahnplatte übergeleitet. Ein Bremsverband ist in der Mitte jedes, durch das längsbewegliche Gerbergelenk getrennten Brückenteiles in Höhe der Querträgeroberkante angebracht (Abb. 6).

Die Längenänderungen der Brücke werden bahnseitig durch ein zwischen den Knotenpunkten 19' und 20' liegendes Schienenauszugsstück, straßenseitig durch ein in der Pflasterdecke liegendes Ausdehnungsstück ausgeglichen.

Die Besichtigungseinrichtung besteht aus einem von Hand angetriebenen Wagen, dessen auf die ganze Brückenlänge durchgehende Laufbahn mit Konsolen an den Hauptträgern aufgehängt ist. Ein beiderseits ausschiebbarer Ausleger ermöglicht mittels angelegter Leitern eine Besichtigung der außerhalb der Hauptträger liegenden Brückenteile (Abb. 7). Über den Pfeilern II und III kann der Ausleger wegen der dort heruntergezogenen Hauptträger nicht mehr herausgeschoben werden. Um hier eine Besichtigung der Außenseiten zu ermöglichen, ist an den Untergurten der Hauptträger ein rd. 16 m langer, 0,60 m breiter Steg aus leichter Stahlkonstruktion angebracht worden. Der Zugang zum Besichtigungswagen erfolgt mittels Einsteigleitern durch im Horizontalgitter liegende, verschließbare Öffnungen.

Die statische Berechnung der stählernen Überbauten wurde nach den Vorschriften für Eisenbauwerke (BE) der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für den Lastenzug „G" und nach den Berechnungsgrundlagen für Straßenbrücken (DIN 1073) für Brückenklasse I durchgeführt.

Der Baustoff für die Hauptträger ist St Si, für die Fahrbahnträger St 48, für die Tonnenbleche, den Windverband, die Geländer und die Besichtigungseinrichtung St 37. Von dem Gesamtstahlgewicht von rd. 750 t entfallen etwa 56% auf St Si, 23% auf St 48, 17,3% auf St 37 und 3,7% auf Stahlguß- und Schmiedestahlteile.

Die Pfeiler, Widerlager und die anschließenden Flügelmauern sind in Zement-Thurament-Stampfbeton mit einer Verblendung der Ansichtsflächen aus Diabasbruchsteinen ausgeführt worden. Die Zuschlagstoffe des Betons wurden durch Brechen des in dem Bahneinschnitt nahe der Baustelle anstehenden Diabasgesteins gewonnen. Die Auflagerquader sind unter Verwendung hochwertigen Zementes in Eisenbeton hergestellt worden.

Der Zusammenbau der Hauptträger erfolgte in den drei kleineren Öffnungen durch Vorbau auf Behelfsgerüsten, in der Mittelöffnung durch freien Vorbau. Die Aufbringung der Fahrbahn soll, soweit es die Witterungsverhältnisse gestatten, noch in den Wintermonaten erfolgen.

Die Ausführung der Werkstatt- und Baustellenarbeiten für die Stahlüberbauten lag in Händen der Firma Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen. Die tiefbaulichen Arbeiten führte die Firma Robert Grastorf G. m. b. H., Hannover, aus. (Schluß folgt.)

Verschiedenes.

Stahlwasserbauten der Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G. I. Wie wenig schon seit Jahrzehnten der Stahlbau auf die freilich ebenso großen wie entwicklungsfähigen Gebiete des Brücken- und des Hochbaus beschränkt ist, zeigt die große Anzahl von Schleusentoren, auf deren Ausführung die G.H.H. zurückblicken darf:

Abb. 1 zeigt eines der drei von der G.H.H. für das Kaiserliche Kanalbauamt in Kiel 1912/13 gelieferten Schiebetore der Schleuse bei Holtenau für den Nordostseekanal während des Verholens. Das Gesamtgewicht der Torkonstruktion beträgt 1050 t. Im ganzen sind für die Seeschleusen des Nordostseekanals in Holtenau und Brunsbüttel zwölf Tore von größtem Ausmaß vorhanden. Es sind Schiebetore von 46,5 m Länge bei 8 m Breite und 17,97 m Höhe. Die Schwimmkasten haben eine Höhe von 3,9 m. Unter jedem Tor befinden sich zwei Rollwagen, die auf Schienen laufen. Das Eigengewicht der Tore ist durch den Auftrieb derart ausgeglichen, daß durch Einbringen von Ballastwasser in die Schwimmkasten der zum Betrieb erforderliche Auflagerdruck auf die Rollwagen erreicht wird, während durch Ausblasen von Ballastwasser die Tore zum Aufschwimmen gebracht werden können.

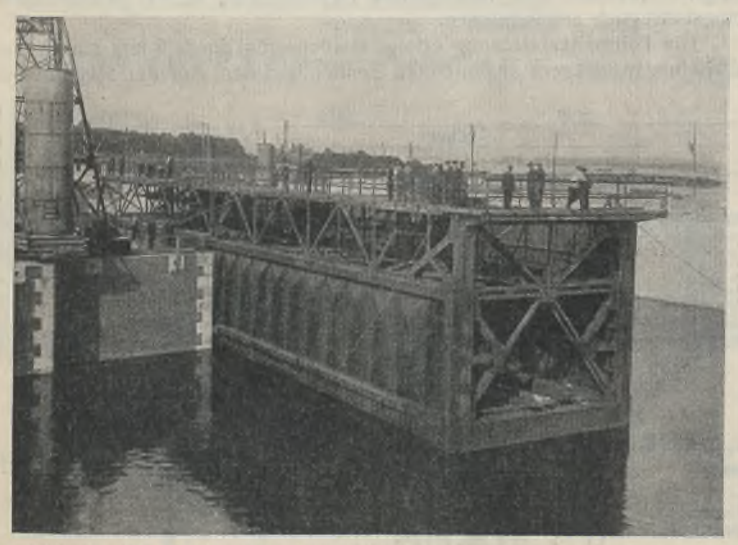


Abb. 1. Einschwimmen eines Schiebetores der Schleuse Holtenau.

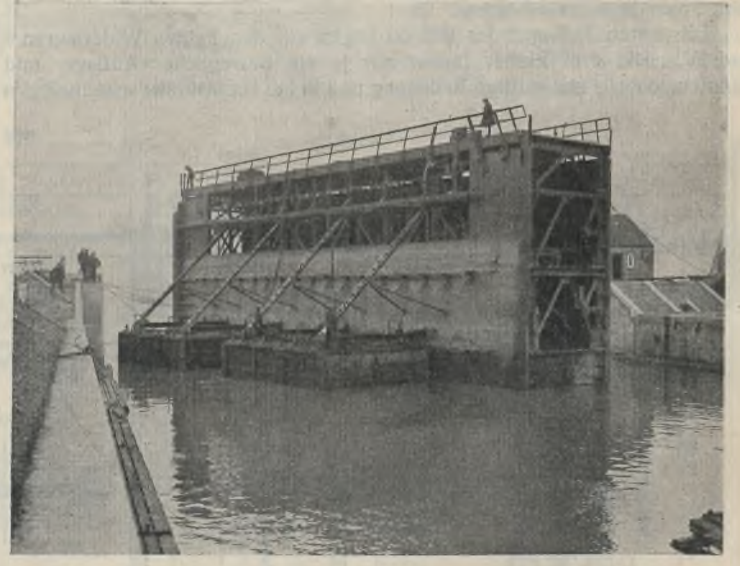


Abb. 2. Schiebetor für die Einfahrt des Fischereihafens Wesermünde.

Das in Abb. 2 gezeigte Schiebetor für die Einfahrt des erweiterten Fischereihafens Wesermünde (Geestemünde) ist ein wichtiger Bestandteil der für den Ausbau dieses Hafens ausgeführten Bauten: Der Bedarf Deutschlands an Seefischen ist früher zum überwiegenden Teil aus dem Ausland gedeckt worden, weil uns eine geeignete Hochseefischereiflotte fehlte. Nachdem mit ihrem Ausbau in der letzten Zeit jedoch gute Fortschritte gemacht sind und eine vergrößerte Flotte natürlich auch einer entsprechenden Basis, also eines genügenden Hafens mit den zugehörigen Lagerräumen, Einrichtungen usw. bedarf, ist zu diesem Zweck der Fischereihafen in Wesermünde entsprechend erweitert und ausgebaut worden.

Die neue Seeschleuse für die große Hafeneinfahrt hat eine nutzbare Länge von 100 m bei 30 m lichter Breite. Der Außenwasserstand schwankt zwischen + 7,8 m (bei Sturmflut) und — 2 m, der Innenwasserstand zwischen + 3,7 und + 2,2 m. Die Schleusensohle liegt auf — 6,4 m und die Schleusenplattform auf + 8,5 m. — Die Schleusentore sind Schiebetore von 5,3 m Breite. Über das Außentor führt eine Straße von 2,3 m Breite mit beiderseitigen Fußwegen von je 1,5 m Breite. Zum Ausfahren der Tore müssen vorhandene Stabilisierungspontons angebaut werden. Ein Reservetor liegt bereit, um bei Beschädigung eines der beiden Schleusentore jederzeit eingefahren werden zu können.

Das Gesamtgewicht der 1922 bis 1925 von der G.H.H. für die preußische Staatsbauverwaltung gelieferten drei Tore mit Maschinenanlagen, Pontons und einer Zufahrtbrücke beträgt 1800 t.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift DIE BAUTECHNIK Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang | BERLIN, 22. März 1929 | Heft 6

DER STAHLBAU

Rein dynamische Verfahren zur Untersuchung der Beanspruchungen von Bauwerken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. **R. Bernhard**, Berlin, und Dr. phil. **W. Späth**, Düsseldorf-Barmen.

I. Zweck und Ziel der Verfahren.

Von der Erkenntnis ausgehend, daß unsere Baustoffbeanspruchungen in den seltensten Fällen allein durch ruhende Belastung hervorgerufen werden, ist man in den letzten Jahren mehr und mehr dazu übergegangen, den Einfluß von veränderlichen Lasten zu berücksichtigen.[1]) u. [2]) Die Untersuchung von periodisch sich wiederholenden Beanspruchungen, sowohl der einzelnen Baustoffe wie auch ganzer Bauwerke, führen auf das leider noch viel zu wenig erforschte aber wichtige Gebiet der Dynamik, so daß ein Eingehen, auch auf die theoretischen Grundlagen, jedenfalls so weit sie für den Bauingenieur in Frage kommen, hier gerechtfertigt erscheint.

Bei der Werkstoffprüfung sind in letzter Zeit große Fortschritte durch die Entwicklung geeigneter Prüfeinrichtungen und Meßverfahren für dynamische Beanspruchungen erzielt worden. Auf Dauerprüfmaschinen für die verschiedensten dynamischen Belastungen wird heute die Dauerfestigkeit der Werkstoffe im Dauer- oder auch Kurzzeitversuch bestimmt. Mit Hilfe einer Reihe von Meßverfahren kann ferner der innere Arbeitsverbrauch der Werkstoffe gefunden werden, z. B. durch Ausschwingversuche,[3]) Aufnahme der Hysteresisschleifen, Feststellung der Temperaturerhöhung und deren kalorimetrische Auswertung, oder Messung der verbrauchten Arbeit.[4]) Von besonderem Interesse ist im Zusammenhang mit den nachfolgend geschilderten Versuchen die dynamische Untersuchung der Werkstoffe bei gleichzeitig wirkender ruhender Belastung, also unter statischer Vorlast,[5]) eine der Wirklichkeit wohl am nächsten kommende Beanspruchung.

Alle diese Versuche erstrecken sich jedoch nur auf reine Materialbeanspruchungen, also den inneren Aufbau der Stoffe (z. B. molekulare bezw. kristallinische Vorgänge).

Die vorliegende Abhandlung wird sich im Gegensatz hierzu mit Untersuchungen beschäftigen, bei denen ein ganzes Bauwerk, als einheitliches elastisches Massensystem aufgefaßt, ähnlich gearteten periodischen Beanspruchungen ausgesetzt werden soll.

Bei Brücken hat man bereits die im Bauwerk aufgespeicherte Energie auf rein statischem Wege zu erfassen versucht. Das Produkt aus dem Weg der Lasten und den Lasten selbst (Kraft mal Weg) ergibt das Maß für die äußere Arbeit. Der Vergleich der Kraftwege aus der experimentell bestimmten Biegungslinie mit der theoretisch berechneten hat bereits beachtenswerte Ergebnisse gezeitigt.[6])

Ein Ersatz der unter ruhender Belastung bestimmten Biegungslinie durch die von beweglichen Lasten erzeugten Durchbiegungen ergibt dann gleichsam den Übergang zur Dynamik ganz von selbst.

Die zunächst hier zu beschreibenden Versuche, nicht am Baustoffe selbst und auch nicht an einzelnen Punkten des Bauwerks wollen das Verhalten des gesamten Baukörpers, und zwar auf rein dynamischem Wege erfassen. Dazu können also einzelne statische oder dynamische Messungen von Spannungen, Durchbiegungen oder Schwingungen nicht gerechnet werden.

Das neue Meßverfahren beruht grundsätzlich auf der Erregung von Bauwerken zu Schwingungen mit Hilfe von künstlich erzeugten periodischen Impulsen, um durch Untersuchung der Bauten gegenüber derartigen Lasten von genau bekannter, beliebig einstellbarer Größe, Lage und Frequenz, Schlüsse auf die Eigenschaften und gegebenenfalls den Zustand des Bauwerkes ziehen zu können.[7])

Im Gegensatz hierzu ist z. B. die Erregung von Eisenbahnbrücken zu Schwingungen durch eine darüber fahrende Lokomotive und erst recht durch ganze Züge ein so verwickelter Vorgang, daß eine Trennung von Ursache und Wirkung praktisch fast unmöglich wird. Die Vereinfachung und klare Erfassung des Erregervorganges ist daher zur Aufstellung systematischer Versuche eine unbedingte Notwendigkeit. Es sei hier erwähnt, daß ein wesentlicher Fortschritt in dieser Beziehung auch die Untersuchung von Brücken mittels Einachswagen bedeutet[8]), der als annähernd stoßfreie Einzellast genau zu erfassende Belastungen ausübt und damit die einwandfreie Aufzeichnung von Einflußlinien gestattet.

Obwohl bisher nach dem neuen Meßverfahren nur wenige Untersuchungen, und zwar ausschließlich an eisernen Eisenbahnbrücken durchgeführt worden sind, erscheint im Hinblick auf die wissenschaftlich zweifellos beachtenswerten Ergebnisse jedoch bereits jetzt ihre kurze Veröffentlichung gerechtfertigt.

II. Versuchsanordnung.

Die Schwingungserregung, bezw. die Ausübung von beliebig gerichteten und verschieden starken Kräften oder auch Kräftepaaren irgend welcher Frequenz, die rein sinusförmig zu- bezw. abnehmen, kann auf folgende Weise hervorgerufen werden:

Zwei exzentrisch gelagerte Scheiben, deren Drehsinn sowie Exzentrizität beliebig einstellbar sind, werden durch einen Elektromotor angetrieben. Je nach dem Drehsinn und der Stellung der beiden Schwungmassen zueinander (gleich oder entgegengesetzt gerichtet), können lotrechte bezw. wagerechte Impulse (P), und zwar Kräfte oder Momente in beliebigen Ebenen auf das Bauwerk ausgeübt werden (vergl. Abb. 1a u. b).

Während die lotrechten Kräfte, z. B. bei Brücken, in erster Linie zur Untersuchung der Hauptträger in Frage kommen, können die wagerechten Kräfte, vor allem winkelrecht zur Gleisachse, zu Messungen an den Wind-, Brems- oder Schlingerverbänden Verwendung finden. Durch Momente (Kräftepaare Abb. 1b) in lotrechten Ebenen, ebenfalls winkelrecht zur Gleisachse, wäre z. B. die Torsionssteifigkeit einer Brücke zu erforschen, also die räumliche Zusammenwirkung von Hauptträgern, Wind- und Querverbänden, was u. a. für einseitige Belastung zweigleisiger Brücken von Bedeutung sein kann.

Die nicht gewünschten Impulse (P') der beiden Schwungmassen heben sich infolge der gewählten Gegenläufigkeit von selbst auf. Durch Einstellen der Exzentrizität kann die absolute Größe der Zentrifugalkräfte von beiden Schwungscheiben beliebig verändert werden. Zur Bestimmung der in den verschiedenen Exzenterstellungen ausgeübten Zentrifugalkräfte wird das von den Scheiben ausgeübte Drehmoment auf einer sogenannten Schwerpunktswaage ausgewogen, wie sie zum Aus-

[1]) W. Hort, Stoßbeanspruchungen und Schwingungen der Hauptträger statisch bestimmter Eisenbahnbrücken. Bautechnik 1928, Heft 3 und 4.

[2]) R. Bernhard, Beitrag zur Brückenmeßtechnik. Neuere Messungen dynamischer Brückenbeanspruchungen. Stahlbau 1928, Heft 13.

[3]) O. Föppl und Bericht seiner Mitarbeiter, E. Pertz, Die Bestimmung der Baustoffdämpfung nach dem Verdrehungsausschwingungsverfahren. Sammlung Vieweg, Heft 91.

[4]) Zusammenfassende Darstellung von R. Mailänder, Bericht Nr. 38 des Werkstoffausschusses des Vereins deutscher Eisenhüttenleute, und E. Lehr, Die Abkürzungsverfahren zur Ermittlung der Schwingungsfestigkeit von Materialien. Diss. Stuttgart 1925.

[5]) O. v. Bohuszewicz und W. Späth, Die Schnellbestimmung der Dauerwechselfestigkeit, Bericht Nr. 135 des Werkstoffausschusses des Vereins deutscher Eisenhüttenleute.

[6]) Iljassewitsch, Untersuchung über die Durchbiegung der Fachwerkträger. Forschungsarbeiten des wissenschaftlich technischen Komitees des Volkskommissariats für Verkehrswesen, Band 89. Moskau 1928.

[7]) Ähnliche Versuche, die u. W. allerdings in erster Linie nur die Bestimmung der Eigenfrequenz bezweckten, sind von der London und North Eastern Railway (1924 u. 25) sowie dem Physikalisch-Technischen Institut in Darmstadt durchgeführt und von den Schweizerischen Bundesbahnen, sowie dem wissenschaftlich-technischen Komitee des Volkskommissariats für Verkehrswesen in Rußland angeregt worden.

[8]) A. Bühler, Der Brückenbelastungswagen der S. B. B. Schweizerische Bauzeitung 1922, Heft 16, I. Teil.

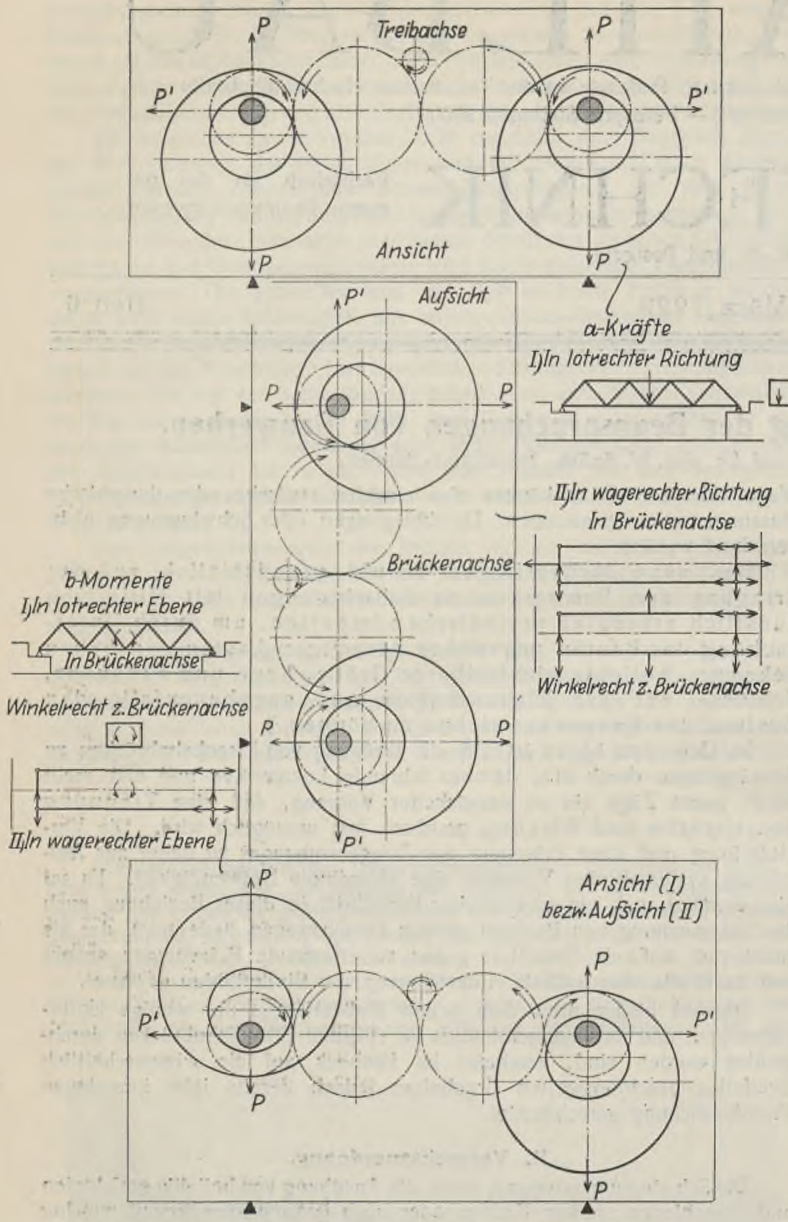


Abb. 1 a u. b. Schema der Schwungmassenanordnung.

balanzieren von Rotationskörpern vielfach Verwendung findet. Hierauf kann durch Rechnung für jede Tourenzahl die zugehörige Zentrifugalkraft bestimmt werden, und zwar nach der bekannten Formel:

(1) $$Z = m \cdot r \cdot \omega^2,$$

worin m die Masse der Schwungscheiben, r die Exzentrizität und ω die Winkelgeschwindigkeit $= 2 \pi n$ bedeutet (n = Anzahl der Schwingungen je sek).

In Abb. 2 sind die Zentrifugalkräfte für die verschiedenen Exzenterstellungen (I bis V) in Abhängigkeit von der Umdrehungszahl aufgetragen.

Der Strom zum Antrieb des Elektromotors kann z. B. einer ortsbeweglichen Akkumulatorenbatterie entnommen werden. Nach Einschalten des Stromes wird die Tourenzahl langsam erhöht, und das Verhalten des Bauwerks bei den verschiedenen Umdrehungszahlen beobachtet.

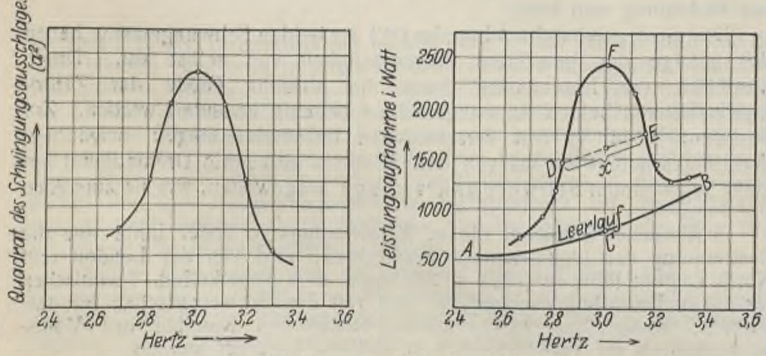


Abb. 3. Frequenz-Ausschlag-Diagramm eines Bauwerks.

Abb. 4. Allgemeines Frequenz-Leistungs-Diagramm eines Bauwerks.

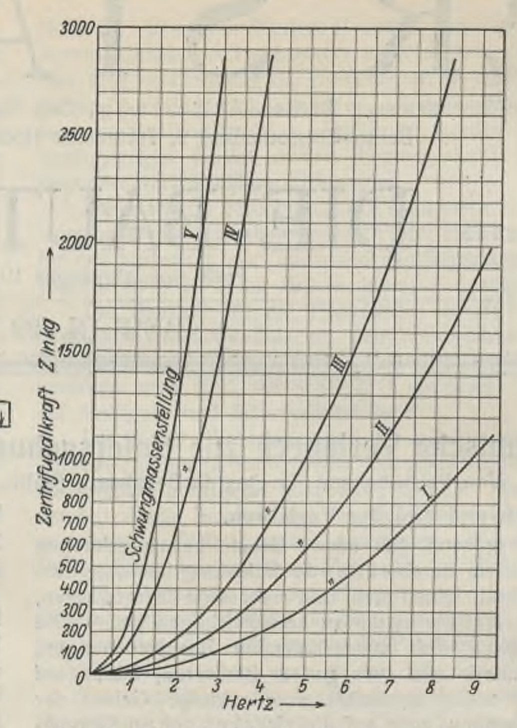


Abb. 2. Zentrifugalkräfte für verschiedene Exzenterstellungen der Schwungmassen in Abhängigkeit von den Umdrehungszahlen.

Die Umlaufzahl der Schwungscheiben kann an einem Tachometer abgelesen werden.

Jedes Bauwerk zeigt hierbei das Verhalten eines mechanischen Schwingungssystems. Die Durchbiegungen unter den periodischen Belastungen sind im allgemeinen sehr klein, erreichen jedoch in einem eng begrenzten Gebiet, dem sogenannten Resonanzbereich, außerordentlich große Werte.

Dieses Verhalten eines Bauwerks ist meßtechnisch mit Hilfe verschiedener Methoden festzustellen. Man kann z. B. an beliebigen Stellen die sich ergebenden Durchbiegungen oder Spannungen mit Hilfe von registrierenden Meßgeräten bestimmen, welche die auftretenden, verhältnismäßig langsamen Schwankungen unverzerrt aufzeichnen. Durch Auftragen der Schwingungsamplitude in Abhängigkeit von der Frequenz wird eine sogenannte Resonanzkurve, wie weiter unten näher erörtert ist, erhalten.

Da die im Bauwerk schwingende Energie proportional mit dem Quadrat der Schwingungsausschläge, wie ebenfalls noch später gezeigt wird, wächst, kann vorteilhaft nicht die Auslenkung selbst, sondern deren Quadrat aufgetragen werden (Abb. 3).

Eine weitere Messung von besonderer Bedeutung besteht darin, die Leistung des Antriebmotors, z. B. durch ein vorgeschaltetes Wattmeter, zu bestimmen. Die vom Motor zu deckende Leistung (Abb. 4) wächst, genau wie die oben erwähnte Energiekurve — Quadrat des Ausschlags — (Abb. 3), beim Durchgang durch eine kritische Eigenfrequenz des Bauwerks erheblich an.

Trägt man daher auf der X-Achse die Anzeige des Tourenzählers, auf der Y-Achse die jeweilige Angabe des Wattmeters auf, so erhält man Frequenz-Leistungs-Diagramme, etwa gemäß Abb. 4. Derartige Kurven sind, wie nachher genauer erläutert werden soll, maßgebend für das dynamische Verhalten eines Bauwerks und bilden die Grundlage für alle weiteren Untersuchungen.

Die Linie A—B zeigt hierbei den Verbrauch an Leerlaufarbeit zur Überwindung der elektrischen und mechanischen Verluste der Prüfanordnung. Diese Linie kann vorher für sich aufgenommen werden, wobei die Erschütterungsmaschine auf eine starre Unterlage gestellt wird. Der Antriebsmotor hat in diesem Fall lediglich die Leerlaufverluste zu decken, während die eigentliche Arbeitsleistung, also die

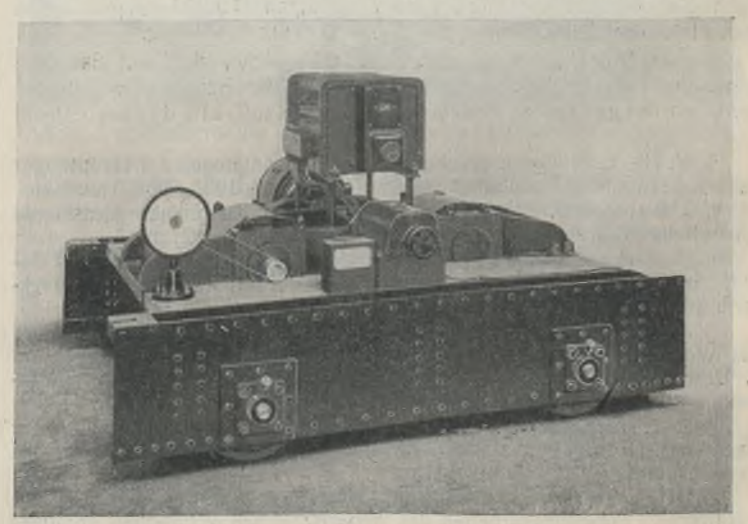


Abb. 5. Erschütterungsmaschine (nach Späth-Losenhausen).

Erzeugung von Schwingungen, durch die starre Lagerung künstlich auf Null gehalten wird.

Bei den bisher vorgenommenen Brückenmeßversuchen, die vom Reichsbahn-Zentralamt in Berlin durchgeführt worden sind, waren die Schwungmassen auf einem vierrädrigen, kleinen Wagen montiert (Abb. 5)[9]), der auf die zu untersuchende Brücke geschoben wurde. Die Verankerung erfolgte unmittelbar auf den Gleisen mit Hilfe von Gleisklammern.

Es sei hier erwähnt, daß bei weiteren Versuchen angestrebt wird, die dämpfende Wirkung von Schienen, Schwellen, Bettung, sowie Längs- und Querträgern wahlweise auszuschalten, um gleichzeitig ihren Einfluß auf die Brücke selbst feststellen zu können.

III. Theoretische Grundlagen zur Auswertung der Messungen.

Es soll zunächst ganz allgemein erörtert werden, in welcher Weise durch eine solche Versuchsanordnung bei einem Bauwerk, und insbesondere bei Brücken, die sich ergebenden Zahlenwerte umgerechnet und verwertet werden können.

Die einzuführenden schwingungstechnischen Größen und deren Definitionen sind dem Bauingenieur wenig geläufig. Einige Grundbegriffe, welche man auf anderen Gebieten der Schwingungstechnik bereits allgemein benutzt, sollen deshalb auch als Grundlage für eine systematische Dynamik der Bauwerke sinngemäß übertragen werden. Die Ableitung der Formeln kann hier natürlich nur angedeutet und durch Hinweise auf die entsprechenden Literaturquellen[10—14]) ergänzt werden. Zum leichteren Verständnis wird außerdem ein einfaches Rechnungsbeispiel mit durchgeführt. Es sei bemerkt, daß der Einfachheit halber zunächst nur solche Schwingungsvorgänge hier betrachtet werden sollen, bei denen die Länge des Bauwerks kleiner als die Hälfte der Wellenlänge der erzeugten Schwingungen im Bauwerk, entsprechend dem Grundton, ist. In diesem Fall kann die verteilte Masse des Bauwerks durch eine äquivalente, in einem Punkt vereinigt gedachte Masse ersetzt werden.

a) Allgemeine Formeln.

Ein Bauwerk kann ganz allgemein als Schwingungssystem aufgefaßt werden, dessen Bewegungsgesetze durch folgende drei Kräfte bestimmt werden:

1. Bezeichnet m die schwingende Masse des Bauwerks und x die augenblickliche Auslenkung aus der Ruhelage, so ist die Trägheitskraft:

$$m \cdot \frac{d^2 x}{d t^2}.$$

2. Die Federkonstante des Bauwerks sei c, d. h. bei der Auslenkung um 1 cm ist zur Erzeugung dieser Amplitude eine Kraft von c kg nötig; dann wird die bei der Auslenkung x auftretende Federkraft:

$$c\,x.$$

3. Es tritt beim Schwingen eines Bauwerks eine Reibungskraft auf, die proportional mit der Geschwindigkeit angesetzt werden kann und zur Dämpfung der Schwingungen Veranlassung gibt. Die Reibungskraft ist demnach

$$k \cdot \frac{d x}{d t},$$

wo k den Reibungskoeffizienten darstellt.

Falls keine weiteren äußeren Kräfte auf das Bauwerk einwirken, müssen diese drei Kräfte im Gleichgewicht sein, und daraus folgt der Ansatz:

$$(2) \qquad m \cdot \frac{d^2 x}{d t^2} + k \cdot \frac{d x}{d t} + c\,x = 0 \text{[10]}).$$

Die Lösung dieser grundlegenden Differentialgleichung ergibt für ω, die Anzahl der Schwingungen in 2π sek, den Wert:

$$\omega = \sqrt{\frac{c}{m} - \left(\frac{k}{2\,m}\right)^2}\,\text{[13]}).$$

Hierbei bedeutet:

$$(3) \qquad \sqrt{\frac{c}{m}} = \omega_o$$

die Eigenschwingungszahl des Systems, falls keinerlei Dämpfung vorhanden wäre.

Durch die Dämpfung wird also die Eigenfrequenz verkleinert, und zwar gemäß dem Anwachsen des Ausdrucks: $\frac{k}{2\,m} = \delta$.

Dieser Wert δ stellt die weiter unten in anderer Weise noch zu definierende Dämpfungsziffer dar.

Man kann also die Schwingungsfrequenz ω auch durch den Ausdruck bestimmen:

$$\omega = \sqrt{\omega_o^2 - \delta^2}.$$

[9]) Der in Abb. 5 dargestellte Erschütterungswagen ist von der Firma Losenhausenwerk, Düsseldorf, erbaut und wurde für die Versuche in entgegenkommender Weise zur Verfügung gestellt.
[10]) Hort, Technische Schwingungslehre, 2. Auflage.
[11]) H. Steuding, Messung mechanischer Schwingungen.
[12]) Handwörterbuch der Naturwissenschaften, Bd. VIII, S. 1113 u. f.
[13]) A. Föppl, Vorlesungen über technische Mechanik, IV. Bd., Dynamik.
[14]) Hütte, Bd. I, 25. Auflage.

Es sei hier gleich hinzugefügt, daß die, zum Beispiel bei eisernen Brücken auftretenden Dämpfungsziffern so klein sind, daß der Einfluß des zweiten Gliedes vernachlässigt werden kann.

Bemerkenswert ist noch der Fall, wenn $\delta = \omega_o = \delta_o$ wird. Es finden dann keine eigentlichen Schwingungen mehr statt, sondern das schwingende System kommt nach seiner Auslenkung allmählich ohne Überschreitung der Nullage zur Ruhe. Es ist dies der sogenannte aperiodische Grenzfall.

Bei dem vorliegenden Meßverfahren wirkt nun, außer den inneren Kräften, eine sinusförmig veränderliche, äußere Kraft, welche durch die Erschütterungsmaschine hervorgerufen wird, auf das Bauwerk ein. Der Größwert dieser äußeren Kraft sei P, ihre Frequenz ω, so daß sie in Abhängigkeit von der Zeit t durch den Ausdruck bestimmt wird:

$$P \sin \omega\, t.$$

Die inneren Kräfte müssen jeweils den äußeren Kräften das Gleichgewicht halten, und es ergibt sich die nunmehr maßgebende Differentialgleichung:

$$(4) \qquad m \cdot \frac{d^2 x}{d t^2} + k \cdot \frac{d x}{d t} + c\,x = P \sin \omega\, t.$$

Nach Auflösung dieser Gleichung folgt für den Ausschlag x, als Funktion der erregenden Frequenz und der Dämpfung die Beziehung:

$$x = \frac{P \cdot \sin(\omega \cdot t - \varphi)}{m \cdot \sqrt{(\omega_o^2 - \omega^2)^2 + 4\,\delta^2 \cdot \omega^2}},\text{[14]})$$

wo φ die Phasenverschiebung zwischen erregender Kraft und dem Ausschlag bedeutet.

Der Maximalwert des Ausschlages wird demnach:

$$(5) \qquad a = \frac{P}{m \cdot \sqrt{(\omega_o^2 - \omega^2)^2 + 4\,\delta^2 \cdot \omega^2}}$$

Dieser Ausschlag spielt infolge seiner leichten Meßbarkeit bei den praktischen Versuchen am Bauwerk eine besondere Rolle.

b) Eigenfrequenz.

Aus dem im Abschnitt II erwähnten, durch die Messung sich ergebenden Frequenz-Leistungs-Diagramm (Abb. 4) kann die Eigenschwingungszahl des Bauwerks entsprechend der Lage des höchsten Wattverbrauchs ohne weiteres abgelesen werden.

Da die vom Motor zu liefernde, vom Wattmeter angezeigte Leistung beim Durchgang durch eine kritische Eigenschwingungszahl stark anwächst, stellt das Maximum der Kurve den Punkt der größten Schwingungsausschläge und mithin die Resonanzlage dar. Aus den beiden Resonanzkurven (Abb. 3 u. 4) des gewählten Rechnungsbeispiels ergibt sich die Eigenfrequenz mithin zu 3 Hertz (1 Hertz = 1 Schwingung je Sekunde).

Da die Dämpfung bei Brücken, wie schon erwähnt, verhältnismäßig klein ist, kann die durch Dämpfung verursachte Frequenzänderung hierbei vernachlässigt werden.

Die Eigenfrequenz soll, wie später ausgeführt wird, in erster Linie als Kriterium für den jeweiligen Bauzustand des Bauwerks, sowie bei weiterer Berechnung der verschiedenen dynamischen Größen als wichtiger Ausgangspunkt dienen.

c) Dämpfung.

Es sei zunächst angenommen, daß ein Bauwerk durch einen einmaligen Stoß zu Schwingungen angeregt werde und hierauf, sich selbst überlassen, allmählich ausschwingt (vergl. Abb. 6).

Bezeichnet A den Höchstwert der Amplitude a bei Beginn des Abklingens eines angestoßenen Bauwerks, so läßt sich die Auslenkung a zu

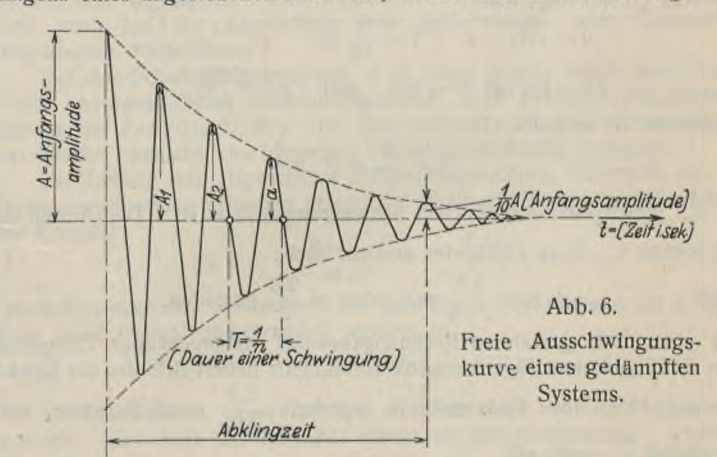


Abb. 6. Freie Ausschwingungskurve eines gedämpften Systems.

einer beliebigen Zeit durch Auflösung der allgemeinen Differentialgleichung (2) in der Form darstellen:

$$(6) \qquad a = A\,e^{-\delta\, t} \cdot \sin \omega\, t \text{[10]})$$

Unter Dämpfungsverhältnis versteht man das Verhältnis zweier, um eine Periode, also die Schwingungszeit T, zeitlich auseinanderliegender Scheitelwerte A_1 und A_2. Aus Formel (6) ergibt sich dann:

$$\frac{A_1}{A_2} = \frac{a_t}{a_{t+T}} = \frac{A\,e^{-\delta t}}{A\,e^{-\delta(t+T)}} = e^{\delta T}$$

oder

(7) $$\log\text{nat}\,\frac{A_1}{A_2} = \delta T = \vartheta.$$

Der Wert ϑ wird als logarithmisches Dekrement der Dämpfung bezeichnet und bildet eine wichtige Kennziffer für das Verhalten des Schwingungssystems. Am einfachsten kann dieser Wert der Resonanzkurve entnommen werden (vergl. Abb. 4), indem man die Ordinate, von der Spitze der Kurve F bis zum Schnittpunkt C mit der Verlustlinie (Leerlauf), halbiert und durch den Halbierungspunkt eine Parallele zur Verlustlinie zieht. Die Länge dieser Linie DE zwischen den beiden Schnittpunkten mit der Resonanzkurve, in Schwingungen je Sekunde ausgedrückt, sei x, dann ist das logarithmische Dekrement der Dämpfung:

(8) $$\vartheta = \pi \cdot \frac{x}{n}$$ [10])

worin n die Eigenschwingungszahl in Hertz bedeutet.

In dem gewählten Beispiel sei $x = 0{,}05$, so daß sich ergibt:

$$\vartheta = \pi \cdot \frac{0{,}05}{3} = 0{,}052.$$

Die Dämpfung dient, wie später näher ausgeführt wird, gleichfalls als Kriterium für den jeweiligen Bauzustand des Bauwerks, sowie bei der weiteren Berechnung zur Bestimmung der Aufschaukelzeit, der Aufschaukelkraft, des Phasenwinkels usw.

d) Verbrauchte Leistung.

Die durch Reibung und ähnliche Vorgänge im schwingenden Bauwerk verbrauchte Leistung kann, wie aus Abb. 4 unmittelbar hervorgeht, ohne weiteres abgelesen werden. Ihr Höchstwert ist in Watt ausgedrückt, gleich der Strecke FC, in dem gewählten Beispiel also rd. 1600 Watt.

Die Leistung wird, entsprechend ähnlichen anfangs bereits erwähnten Versuchen in der Materialprüftechnik, Aufschlüsse über das Arbeitsvermögen und dessen Abhängigkeit von der Zeit, und zwar des gesamten Bauwerkes sowie seiner Verbindungen geben.

e) Aufschaukelzeit.

Jedes Bauwerk braucht eine bestimmte Zeit, um den einer bestimmten periodischen Belastung entsprechenden Höchstwert der Amplitude (Größtausschlag) zu erreichen.

Diese Aufschaukelzeit ist aus dem logarithmischen Dekrement der Dämpfung wie folgt zu berechnen: Zu Beginn des Vorgangs ist die Amplitude des Bauwerks Null und wächst dann asymptotisch gegen den Wert A, der dem stationären Schwingungsvorgang, also einem Gleichgewichtszustand entspricht. Die Schnelligkeit des Einschwingens ist durch die Werte δ bezw. ϑ bestimmt, wobei die Annäherung an die stationäre Amplitude A um so schneller erfolgt, je größer die Dämpfung ist. Streng genommen wird dieser Gleichgewichtszustand mit dem konstanten Ausschlag erst nach unendlich langer Zeit erreicht. Um jedoch eine anschauliche Zahl zu gewinnen, bezeichnet man daher als Aufschaukelzeit diejenige Zeit, innerhalb welcher die Amplitude sich bis auf 10% ihrem Endwert genähert hat.

Aus Gl. (6) folgt dann:

$$a = A(1 - e^{-\delta t}) = \frac{9}{10}A, \qquad e^{-\delta t} = \frac{1}{10},$$

$$\delta t = \log\text{nat}\,10 \backsim 2{,}3 \quad \text{und} \quad t = \frac{2{,}3}{\delta}.$$

Anderseits ist nach Gl. (7)

$$\delta = \frac{\vartheta}{T} = \vartheta \cdot n,$$

da $\frac{1}{T}$ gleich der sekundlichen Schwingungszahl n ist. Die Amplitude hat mithin $^9/_{10}$ ihres Endwertes erreicht nach:

(9) $$t = \frac{2{,}3}{\vartheta \cdot n}\ \text{sek oder} = \frac{2{,}3}{\vartheta}\ \text{Perioden.}$$

Bei einer dem gewählten Rechnungsbeispiel entsprechenden Dämpfung von 0,052 und einer Eigenfrequenz von 3 Hertz nähert sich also die Brücke bis auf 10% ihrer Endamplitude innerhalb $\frac{2{,}3}{0{,}05} = 45$ Perioden, entsprechend $\frac{45}{3} = 15$ sek.

Die Aufschaukelzeit ergibt, wie weiter unten ausgeführt wird, zusammen mit der Brückendurchfahrzeit ein Kriterium für das Verhalten einer Brücke im praktischen Fahrbetrieb.

f) Abklingzeit.

In ähnlicher Weise ist das Abklingen der Schwingungen nach Aufhören der erregenden Kräfte anzugeben. Als Abklingzeit wird in entsprechender Weise die Zeit bezeichnet, innerhalb welcher, nach Aufhören der erregenden Impulse, die Amplitude bis auf $^1/_{10}$ ihres ursprünglichen Wertes abgeklungen ist.

Dies entspricht einer Abnahme der ursprünglich vorhandenen Schwingungsenergie auf 1 Prozent. (Vergl. Abschnitt III e.)

Die Brückenschwingungen haben bei dem obgenannten Zahlenbeispiel 15 Sekunden, nachdem die letzte erregende Zug- oder Lokomotivachse die Fahrbahn verlassen hat, bis auf 10% ihres Wertes abgenommen.

Über die Bedeutung der Abklingzeit gilt das Gleiche wie für die Aufschaukelzeit.

g) Federkonstante und schwingende Masse.

Aus der Federkonstanten kann die bei der Verformung a in einem Bauwerk aufgespeicherte potentielle Energie ohne weiteres berechnet werden. Diese Energie ist

$$E = \int_0^a P\,da$$ [13])

Die Kraft P ist anderseits $= c\,a$, wo a die Durchbiegung in cm bedeutet und mithin

$$E = {}^1/_2\,c\,a^2.$$

Die in einem Bauwerk schwingende Energie wächst also proportional dem Quadrat der Schwingungsamplitude (vergl. Abb. 3 u. 4).

Zwischen Eigenfrequenz ω in 2π sek, schwingender Masse m und Federkonstanten c besteht die eingangs bereits erwähnte wichtige Gl. (3), in der ω durch den vorhin beschriebenen Versuch, der Bestimmung der Eigenschwingungszahl, bekannt ist (vergl. Abschn. III b).

Wird auf das unbelastete Bauwerk ein Zusatzgewicht von der Masse Δm aufgebracht, z. B. bei einer Eisenbahnbrücke eine Lokomotive, und wird in diesem Zustande die neue Eigenschwingungszahl ω_1 in 2π sek bestimmt, dann ist gemäß Formel (3)

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{c}{m + \Delta m}}.$$

Nach Division der beiden Gleichungen folgt:

$$\frac{\Delta m}{m} = \left(\frac{\omega}{\omega_1}\right)^2 - 1$$

und

(10) $$m = \frac{\Delta m}{\left(\frac{\omega}{\omega_1}\right)^2 - 1} = \frac{\Delta m}{\left(\frac{n}{n_1}\right)^2 - 1}$$

woraus m, und danach aus Gl. (3) auch c bestimmt werden kann.

Bei dem oben angeführten Beispiel werde die Eigenfrequenz der Brücke durch das Gewicht einer 100 t schweren Lokomotive von 3,0 auf 2,6 Hertz erniedrigt, dann errechnet sich die schwingende Masse der Brücke nach Gl. (10) zu:

$$m = \frac{100}{\left(\frac{3}{2{,}6}\right)^2 - 1} = 310\ \text{Tonnenmasse}$$

und nach Gl. (3) ergibt sich eine Federkonstante der Brücke von

$$c = \frac{310\,000}{981} \cdot 3^2\,(2\,\pi)^2 = 712\,000\ \text{kg/cm}.$$

Die Aufgabe des Konstrukteurs kann, vom rein dynamischen Standpunkt aus betrachtet, also dahingehend erweitert werden, daß, bei gegebenem Werkstoffaufwand, Bauwerke zu schaffen sind, die bei möglichst großer Federkonstanten, d. h. Steifigkeit, Anhäufung von toten, mitschwingenden Massen vermeiden; sie müssen demnach, soweit wie bautechnisch möglich, zweckentsprechende Verteilung des Eigengewichts aufweisen.

Die Federkonstante und die mitschwingende Masse liefern somit eine wichtige Kennziffer für die dynamisch mehr oder weniger günstige, konstruktive Durchbildung des Bauwerks, also auch für die erreichbaren dynamischen Vorteile beim Vergleich verschiedener Baustoffe.

h) Vergrößerungsfaktor.

Die Formel (5) kann noch auf eine einfachere Form gebracht werden. Es wird hierzu gesetzt:

$$\delta = \alpha\,\delta_o, \quad \omega = \beta\,\omega_o$$

$$\text{und mithin } \alpha = \frac{\delta}{\delta_o}, \quad \beta = \frac{\omega}{\omega_o}.$$

α gibt also das Verhältnis der jeweils vorhandenen Dämpfung zur Dämpfung im aperiodischen Grenzfall, und β das Verhältnis der Frequenz der erregenden Kraft zur Eigenfrequenz des dämpfungsfreien Systems an.

δ_o bedeutet daher die Dämpfungsziffer im aperiodischen Grenzfall bei welchem, wie bereits ausgeführt, $\delta = \omega_o = \delta_o$ wird.

Es folgt dann aus Gl. (5):

$$a = \frac{P}{m\sqrt{(\omega_o^2 - \beta^2\,\omega_o^2)^2 + 4\,\alpha^2\,\beta^2\,\omega_o^4}}.$$

In dieser Formel kann ω^2 vor die Wurzel genommen werden und unter Berücksichtigung, daß nach Formel (3)

$$\omega_o^2 = \frac{c}{m} \text{ ist, ergibt sich:}$$

$$a = \frac{P}{c\sqrt{(1-\beta)^2 + 4\,\alpha^2\,\beta^2}}.$$

Der Ausdruck $\frac{P}{c}$ stellt nichts anderes als den statischen Ausschlag a_s dar, der durch die statisch wirkende Kraft P hervorgerufen wird. Diese Kraft P kann, wie später erläutert wird, den Eichkurven (Abb. 2), welche die Zentrifugalkraft durch die umlaufenden Massen der Erschütterungsmaschine angeben, entnommen werden.

Es ist dann:

(11) $$a = \frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + 4\,\alpha^2\,\beta^2}} \cdot a_s,$$

wobei $$V = \frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + 4\,\alpha^2\,\beta^2}}$$

als Vergrößerungszahl bezeichnet wird.

Für den Fall der Resonanz wird dann, da $\beta = 1$ ist, aus Formel (11)

$$a = \frac{a_s}{\sqrt{4\,\alpha^2}} = \frac{a_s}{2\,\alpha},$$

oder unter Berücksichtigung, daß im aperiodischen Grenzfall

$$\delta = \omega = 2\,\pi\,n \text{ sein muß,}$$

$$\text{und somit } \vartheta_o = \frac{2\,\pi\,n_o}{n_o} = 2\,\pi \text{ ist}$$

$$\text{auch } \alpha = \frac{\vartheta}{\vartheta_0} = \frac{\vartheta}{2\,\pi}.$$

Schließlich ergibt sich:

$$a = \frac{\pi}{\vartheta} \cdot a_s = V\,a_s.$$

Die Vergrößerungszahl V im Resonanzfall errechnet sich demnach nach der einfachen Formel:

(12) $$V_r = \frac{\pi}{\vartheta}.$$

In dem gewählten Rechnungsbeispiel wird nach dieser Formel (12) die Vergrößerungszahl im Resonanzfall: $V_r = \frac{3{,}14}{0{,}052} = 60$. Man erkennt nach Abb. 2, daß z. B. für die Exzenterstellung I, die Erschütterungsmaschine bei der Resonanzlage der Brücke (Abb. 4) von 3 Hertz, eine Zentrifugalkraft von 120 kg auf die Brücke ausübt. Die periodische Kraft im Resonanzfall (Aufschaukelkraft) beträgt daher $120 \cdot 60 = 7200$ kg.

V gibt mithin die Vergrößerung der statischen Ausschläge oder auch die Vergrößerung der Kraftwirkung und mithin der Beanspruchung bei einer gegebenen Dämpfung an.

i) Kopplung bei Brückenbauwerken.

Zwischen den einzelnen Überbauten verschiedener Öffnungen einer Brücke kann, ohne daß außer den gemeinsamen Unterbauten und gegebenenfalls den Schienen irgendwelche Verbindungen bestehen, eine Übertragung der Schwingungen stattfinden. Es liegt schwingungstechnisch gesprochen eine Massenkopplung vor.

Um die Verhältnisse an Hand von einfachen Formeln übersehen zu können, sei das schwingungstechnische Brückenbild schematisch dargestellt. In Abb. 7a ist eine Brücke dargestellt, während Abb. 7b das entsprechende Schwingungsschema enthält. In dieser Abbildung bedeuten M_1, M_2, M_3 usw. die schwingenden Massen der Pfeiler und der benachbarten Fundamentmassen, während m_1, m_2, m_3 usw. die schwingenden äquivalenten Massen der einzelnen Überbauten darstellen. Die Federkonstanten der einzelnen Brückentragwerke seien c_1, c_2, c_3 usw.

Für den Fall der sehr losen Kopplung, wie sie bei Trägern auf zwei Stützen, also nicht durchlaufenden Überbauten, vorliegt, ist der Kopplungskoeffizient K zwischen zwei Überbauten definiert durch die Formel:

$$K^2 = \frac{m_1\,m_2}{M_2^2} \text{ [14]} \qquad \text{oder}$$

(13) $$M_2 = \sqrt{\frac{m_1\,m_2}{K^2}}.$$

Der Kopplungskoeffizient K kann experimentell bestimmt werden, und zwar aus dem Unterschied der Frequenz der beiden Kopplungsschwingungen.

Werden zwei Schwingungsgebilde miteinander gekoppelt, so wird die Frequenz des einen Systems nach höheren, diejenige des zweiten Systems nach tieferen Frequenzen verschoben. Bedeutet n_o die Eigenfrequenz der ungekoppelten Schwingungssysteme, so entstehen durch die Kopplung zwei Kopplungsschwingungen von den Frequenzen:

$$n_1 = n_o\left(1 + \frac{K}{2}\right) \text{ [14]}$$

$$n_2 = n_o\left(1 - \frac{K}{2}\right).$$

Diese beiden Kopplungsschwingungen sind der Resonanzkurve des Kopplungssystems zu entnehmen, wie sie durch den Erschütterungsversuch, was später gezeigt wird, gewonnen werden können, so daß also mit der sich aus den beiden obigen Gleichungen ergebenden Formel:

(14) $$K = \frac{n_1 - n_2}{n_o}$$

bestimmt werden kann. Damit ist aber auch die Möglichkeit geschaffen, die schwingende Masse M eines Pfeilers nach Formel (13) zu berechnen.

In dem gewählten Rechnungsbeispiel ist die Eigenschwingungszahl der ungekoppelten Systeme $n_o = 3$ Hertz; $n_2 = 2{,}95$ sowie $n_1 = 3{,}05$ Hertz seien die Schwingungszahlen zweier benachbarter Brückenüberbauten im gekoppelten Zustand. Dann wird nach Gl. (14) der Kopplungskoeffizient:

$$K = \frac{3{,}05 - 2{,}95}{3} = 0{,}033.$$

Ebenso ist in dem Rechnungsbeispiel $m_1 = 310$ t die schwingende Masse

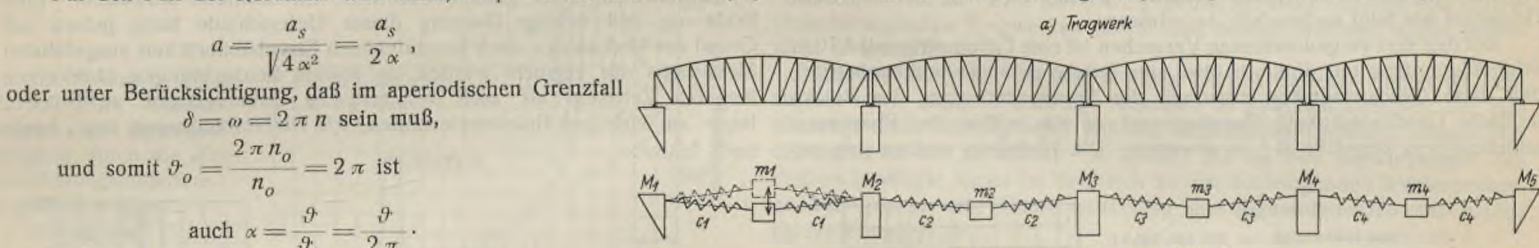


Abb. 7a u. 7b. Kopplungserscheinung an Brücken.

des einen Überbaues; $m_2 = 290$ t sei die Masse des anschließenden Überbaues. Dann wird nach Formel (13) die schwingende Fundamentmasse:

$$M_2 = \sqrt{\frac{310 \cdot 290}{0{,}033^2}} = 9100 \text{ t.}$$

Die schwingende Fundamentmasse kann also voraussichtlich zur Bestimmung von Veränderungen in den Gründungsverhältnissen sowie zu Bodenuntersuchungen auch ganz allgemeiner Art, wie unten näher ausgeführt wird, herangezogen werden.

k) Die Phasenverschiebung zwischen erregender Kraft und Schwingungsausschlag.

Die auf ein Bauwerk durch umlaufende exzentrische Massen, z. B. der Erschütterungsmaschine, ausgeübten periodischen Kräfte erreichen, wenn man von Kräftepaaren absieht, ihre Höchstwerte bei paralleler und gleichgerichteter Stellung der Exzenterradien und werden Null, wenn dieselben in einer Geraden liegen und entgegengesetzt gerichtet sind (vergl. Abb. 1a u. b). Die entsprechenden dadurch hervorgerufenen Größtausschläge des Bauwerkes ergeben jedoch nicht zur selben Zeit ihr Maximum; es tritt eine sogenannte Phasenverschiebung auf. Diese Verhältnisse sind auch bei der Auswertung von Schwingungs- oder Spannungsdiagrammen zu beachten[2]).

Bei der Schwingungserregung, z. B. einer Brücke durch Zentrifugalkräfte unausgeglichener Lokomotivgetriebe, muß zwischen den Höchstwerten der Zentrifugalkräfte und den entsprechenden Größtausschlägen der Brücke ebenfalls eine derartige Phasenverschiebung bestehen.

Die Lösung der allgemeinen Differentialgleichung (4) ergibt für die Phasenverschiebung zwischen erregender Kraft und Schwingungsausschlag die Formel:

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{k\,\omega}{c - m\,\omega^2} \text{ [10]} = \frac{2\,\delta\,\omega}{\omega_o^2 - \omega^2}.$$

Durch Einsetzen der in Abschnitt III h gewählten Abkürzungen für α und β kann diese Formel umgewandelt werden in:

(15) $$\operatorname{tg}\varphi = \frac{2\,\alpha\,\beta}{1 - \beta^2}.$$

Im Resonanzfall, also für $\beta = 1$, wird diese Phasenverschiebung $\varphi = 90°$. Unterhalb der Resonanz nähert sie sich allmählich 0°, während oberhalb der Resonanz der entsprechende Grenzwert 180° beträgt. In der Nähe der Resonanz findet ein Phasensprung statt, der um so steiler wird, je kleiner die Dämpfung ist (vergl. Abb. 8).

Es sei hier erwähnt, daß gerade bei höheren Fahrgeschwindigkeiten, die meistens oberhalb des Resonanzbereiches (kritische Geschwindigkeit)

einer Brücke liegen, demnach trotz zunehmender dynamischer Kraftwirkung auf die Brücke ihre Durchbiegung und mithin Beanspruchung nicht etwa entsprechend oder, genauer ausgedrückt, gleichphasig zunimmt, sondern infolge Verschiebung zwischen dynamischer Kraftwirkung und dynamischer Größtauslenkung, zeitlich zurückbleibt und gegebenenfalls unter bestimmten Verhältnissen sogar kleiner wird.

Diese Phasenverschiebungen sind auch experimentell schon beobachtet worden, und es sei auf die unter Bemerkung 2 genannte Arbeit verwiesen, wo die Beobachtung erwähnt ist, daß das „empirische" hinter dem „theoretischen" Diagramm, bezogen auf die Fahrtrichtung, um etwa $^1/_{10}$ sek nacheilt. Diese Nacheilung ist nach oben Gesagtem wie folgt rechnerisch zu erfassen:

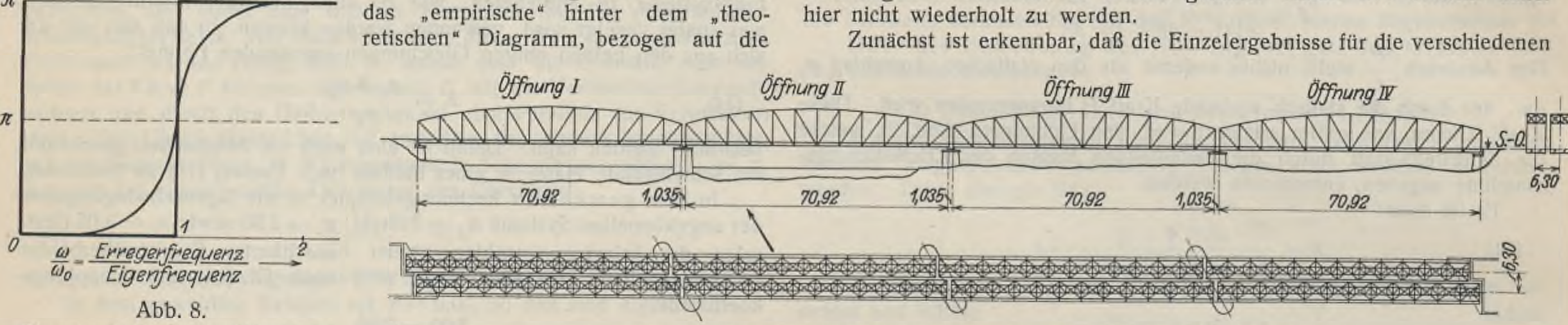
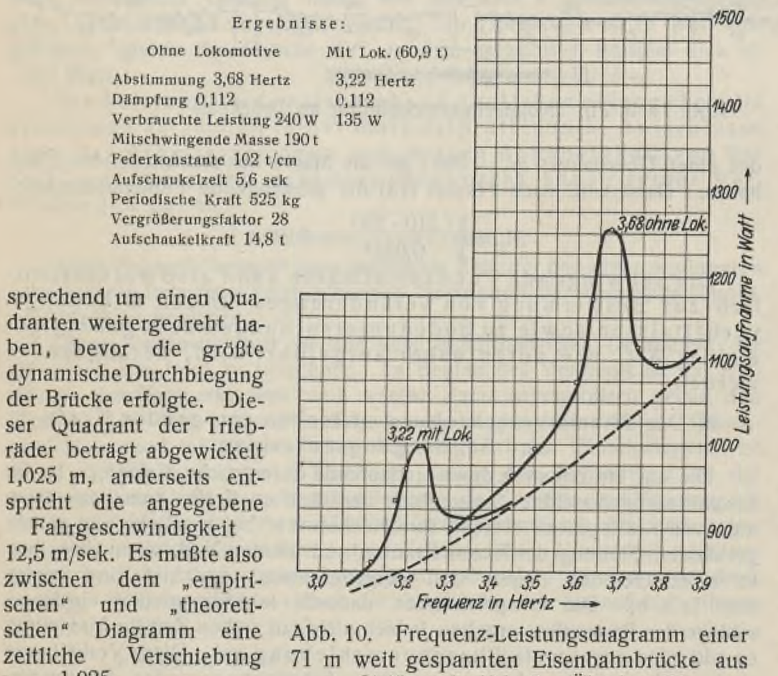


Abb. 8. Phasenverschiebungs-Diagramm.

Abb. 9. Zweigleisige Eisenbahnbrücke mit getrennten Überbauten.

Bei den dort vorgenommenen Versuchen ist eine Lokomotive mit 4,10 m Triebräderumfang mit 45 km/h über eine Brücke gefahren und beobachtet, daß diese Geschwindigkeit etwa mit der Resonanzerregung der Brücke (kritische Geschwindigkeit) übereinstimmt; es war mithin eine Phasenverschiebung von ungefähr 90 ° zu erwarten. Die Triebräder mußten sich entsprechend um einen Quadranten weitergedreht haben, bevor die größte dynamische Durchbiegung der Brücke erfolgte. Dieser Quadrant der Triebräder beträgt abgewickelt 1,025 m, anderseits entspricht die angegebene Fahrgeschwindigkeit 12,5 m/sek. Es mußte also zwischen dem „empirischen" und „theoretischen" Diagramm eine zeitliche Verschiebung von $\frac{1,025}{12,5}$ sek, d. h. von rd. $^1/_{12}$ sek aufgetreten sein, was als hinreichende Übereinstimmung mit dem beobachteten Werte von $^1/_{10}$ sek angesprochen werden kann.



Ergebnisse:

	Ohne Lokomotive	Mit Lok. (60,9 t)
Abstimmung	3,68 Hertz	3,22 Hertz
Dämpfung	0,112	0,112
Verbrauchte Leistung	240 W	135 W
Mitschwingende Masse	190 t	
Federkonstante	102 t/cm	
Aufschaukelzeit	5,6 sek	
Periodische Kraft	525 kg	
Vergrößerungsfaktor	28	
Aufschaukelkraft	14,8 t	

Abb. 10. Frequenz-Leistungsdiagramm einer 71 m weit gespannten Eisenbahnbrücke aus St 48 nach Abb. 9. Überbau IV.

Die Phasenverschiebung gibt mithin ebenfalls einen Einblick in das besondere schwingungstechnische Verhalten einer Brücke und ihre Durchbiegung sowie Beanspruchung im praktischen Fahrbetrieb.

Die Ausführungen dieses Abschnittes III, welche nach verschiedenen Richtungen hin natürlich noch ergänzt werden müssen, dürften gezeigt haben, daß auf Grund der klar zu erfassenden Versuchsbedingungen mit Hilfe dieses Meßverfahrens der Anschluß an die theoretische Behandlung gewonnen werden kann.

Im folgenden Abschnitt soll kurz über einige praktische Meßergebnisse an eisernen Eisenbahnbrücken berichtet werden.

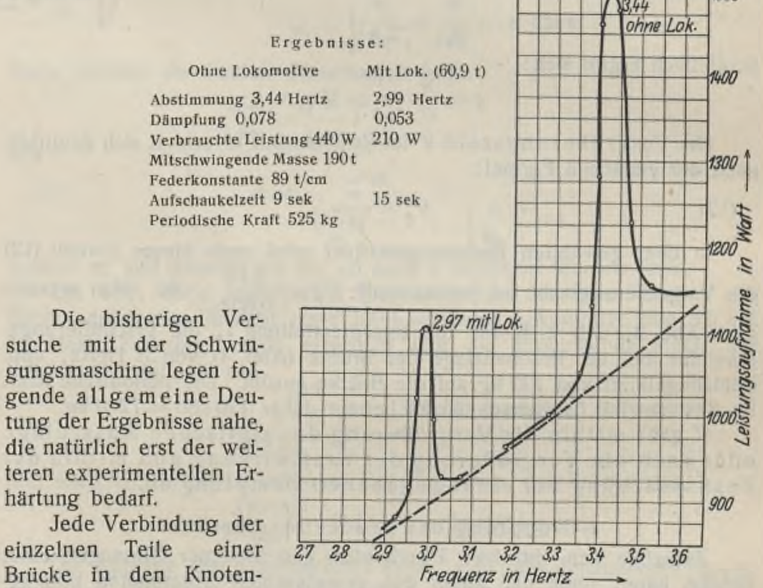
IV. Vorläufige Meßergebnisse.

a) Allgemeines.

Die wie folgt beschriebenen Messungen fanden an zwei nebeneinanderliegenden eingleisigen eisernen Eisenbahnbrücken mit je vier hintereinanderliegenden Überbauten von rd. 70 m Spannweite statt (Abb. 9). Die als Träger auf zwei Stützen ausgebildeten einzelnen Öffnungen waren nur durch die gemeinsamen Pfeiler, die hintereinanderliegenden Tragwerke, außerdem noch durch die Schienen, was allerdings höchstens nur zur Übertragung wagerechter Kräfte in Frage kommt, miteinander verbunden. Der aus dem Jahre 1909 stammende stromabwärts gelegene Überbau ist in St 37, der neuere, 1927 fertig gewordene in St 48 ausgeführt.

Die Meßergebnisse sind in Form von Frequenz-Leistungsdiagrammen dargestellt (Abb. 10 bis 12). Die Bedeutung und Berechnung der neben den Kurven angegebenen Zahlenwerte ist bei Erörterung der theoretischen Grundlagen in Abschnitt III bereits genauer erklärt und braucht daher hier nicht wiederholt zu werden.

Zunächst ist erkennbar, daß die Einzelergebnisse für die verschiedenen dynamischen Werte ganz beträchtliche Unterschiede aufweisen. Eine Erklärung und richtige Deutung dieser Unterschiede kann jedoch auf Grund der bloß an den oben beschriebenen Eisenbahnbrücken ausgeführten Messungen nur versucht werden, da sowohl Beobachtungen über einen längeren Zeitraum als auch systematische Dauerversuche an Brücken bezw. an wichtigen Brückenelementen, wie Nietverbindungen usw., heute noch fehlen.



Ergebnisse:

	Ohne Lokomotive	Mit Lok. (60,9 t)
Abstimmung	3,44 Hertz	2,99 Hertz
Dämpfung	0,078	0,053
Verbrauchte Leistung	440 W	210 W
Mitschwingende Masse	190 t	
Federkonstante	89 t/cm	
Aufschaukelzeit	9 sek	15 sek
Periodische Kraft	525 kg	

Abb. 11. Frequenz-Leistungsdiagramm einer 71 m weit gespannten Eisenbahnbrücke aus St 37 nach Abb. 9. Überbau III.

Die bisherigen Versuche mit der Schwingungsmaschine legen folgende allgemeine Deutung der Ergebnisse nahe, die natürlich erst der weiteren experimentellen Erhärtung bedarf.

Jede Verbindung der einzelnen Teile einer Brücke in den Knotenpunkten ist im idealen Grenzfall derart, daß die anstoßenden Stäbe mit den Blechen ein Ganzes bilden, also die aufeinandertreffenden Flächen als starr verbunden anzusehen sind und kein zusätzlicher Arbeitsbedarf durch Reibung der Flächen aneinander auftritt. — Die elastische Arbeit durch die Systemkräfte zählt als wattloser Energieaustausch nicht hierzu. — Eine derartig starre Verbindung ist wahrscheinlich nur durch Schweißverbindungen zu erzielen.

Bei Nietungen dürfte jedoch dieser Idealfall nicht erreicht werden. Es wird ein Arbeitsbedarf durch Reiben der Flächen aneinander auftreten, der verhältnismäßig klein ist, wenn die Bleche noch stark aufeinander gepreßt sind, da in diesem Fall der Reibungsweg noch sehr klein bleibt. Er wird aber größer, wenn die Nietverbindungen sich „lockern", um nach Erreichung eines Höchstwertes wieder abzufallen. Bei annähernd reibungslos gewordenen Verbindungen, die dann gleichsam als Gelenke in den Nieten aufzufassen sind, wird sich der Arbeitsbedarf zuletzt wieder Null nähern.

Da Arbeit und Dämpfung im gleichen Sinne steigen oder fallen, geht aus obigen, rein theoretischen Erwägungen hervor, daß die Dämpfung der Knotenpunkte im Laufe der Betriebsdauer einer Brücke zunächst zunimmt, um dann bei noch weiterer Lockerung der Nietverbindungen nach Erreichung eines Höchstwertes wieder kleiner zu werden.

Es ist eine grundlegende Aufgabe, diese Verhältnisse an einem Einzelträger zu prüfen.

Ebenso bleibt zu entscheiden, ob die beobachteten Unterschiede des dynamischen Verhaltens durch die sehr verschieden lange Betriebszeit der beiden untersuchten Brücken oder durch ihre besonderen Eigenschaften, wie Baustoff, Konstruktion und Güte der Werkstatt- bezw. Baustellenarbeit zu erklären sind.

Schließlich müssen an den einzelnen Nietverbindungen zur Untersuchung der Ermüdungserscheinungen, besonders bezüglich des Verlaufes der Dämpfung in Abhängigkeit von der Anzahl der aufgebrachten Belastungswechsel, Dauerversuche vorgenommen werden.

Wird z. B. ein Bauwerk von 5 Hertz Eigenschwingung einem Versuch zugrunde gelegt, so könnten von diesem Bauwerk in 1 min 300, in 1 h 18000 und in 24 h rd. $^1/_2$ Mill. Schwingungen bei dauernder Erregung durch die Erschütterungsmaschine ausgeführt werden.

Nimmt man ferner an, daß z. B. eine Brücke von derselben Schwingungszahl im normalen Fahrbetrieb von 50 Zügen in 24 h befahren wird, und der Einfachheit halber, daß bei jeder Fahrt nur eine maßgebende Höchstschwingung erreicht wird, so kommt obige Schwingungsanzahl einer Betriebsdauer von rd. 27 Jahren gleich.

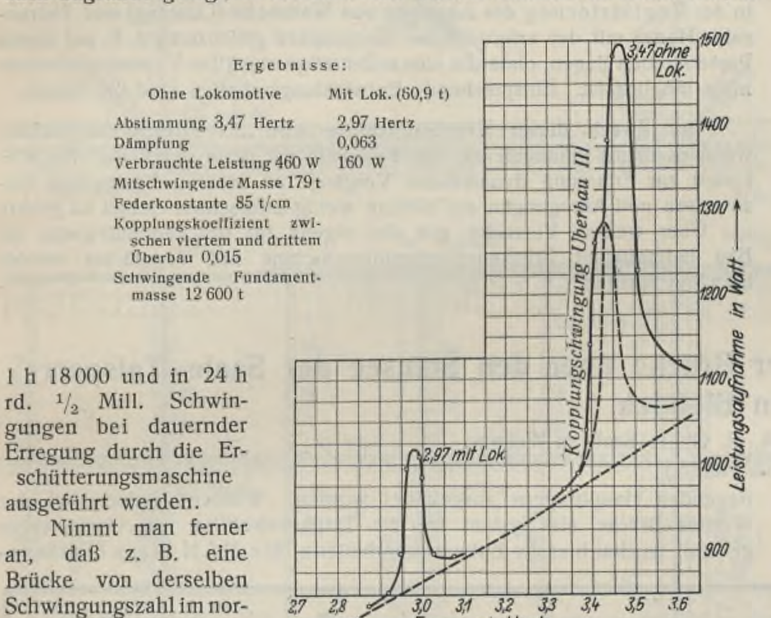


Abb. 12. Frequenz-Leistungsdiagramm einer 71 m weit gespannten Eisenbahnbrücke aus St 37 nach Abb. 9. Überbau IV (und III).

b) Einzelergebnisse.

Wenn heute schon irgendwelche Folgerungen aus den Messungen an den zwei untersuchten Eisenbahnbrücken im einzelnen gezogen werden sollen, so ist dies unter zwei Voraussetzungen möglich; nämlich erstens unter der Annahme, daß die abweichenden Werte zwischen der alten und der neuen Brücke durch Alterungserscheinungen, oder zweitens durch ihre verschiedene konstruktive Ausbildung hervorgerufen werden.

1. Annahme von Alterungserscheinungen.

Die fehlenden Terminmessungen seien durch die Annahme ersetzt, daß die alte Brücke ursprünglich dieselben Werte wie die neue Brücke aufwies und durch Ermüdungserscheinungen usw. im Laufe der Betriebszeit sich die festgestellten Änderungen ergeben haben.

Die Federkonstante der Brücke hat, wie die Versuche zeigen, von 102 auf 89 t/cm abgenommen (vergl. Abb. 10 u. 11), z. B. infolge Lockerungen der Verbindungsstellen. Die alte Brücke hängt demnach bereits im unbelasteten Zustand stärker durch, und zwar um etwa rd. 10%.

Die Lockerungen der Nietverbindungen haben außerdem auch eine Erniedrigung der Dämpfung von 0,112 auf 0,078 zur Folge gehabt (vergl. Abb. 10 u. 11).

Man könnte also vermuten, daß ein oben angedeutetes Maximum der Dämpfung, zum mindesten bei der alten Brücke, bereits überschritten ist. Infolgedessen wird die alte Brücke durch periodische Impulse stärker aufgeschaukelt; anderseits ist jedoch die Zeit zur Erreichung ihrer größten Schwingungsweite, d. h. ihre Aufschaukelzeit (vergl. Abb. 10 u. 11), länger geworden.

Die stärkere Aufschaukelung, also die größere Amplitude, vergrößert die Beanspruchung und damit auch den Stoßkoeffizienten, die längere Aufschaukelzeit wirkt dagegen günstig in bezug auf die Stoßzahl.

Nur wenn man annimmt, daß trotz längerer Aufschaukelzeit diese größeren Ausschläge noch zur Entwicklung kommen, also die Erregung durch einen darüberfahrenden Zug lange genug anhält, kann man daraus folgern, daß der Stoßkoeffizient sich im Laufe der Betriebszeit vergrößert hat.

2. Annahme von Konstruktions- und Materialunterschieden.

Die zweite Annahme, die gemacht werden kann, ist die, daß die Eigenschaften der alten Brücke sich im Laufe der Betriebszeit nicht wesentlich geändert haben, und daß die festgestellten Unterschiede in der konstruktiven Ausbildung, im Material und in der Herstellungsweise oder dergl. liegen.

Die Versuche haben ergeben, daß die nach den unter Abschnitt III angegebenen Schwingungsformeln berechneten „schwingenden“ Massen — einmal mit und einmal ohne Zusatzmasse (Belastungslokomotive) — beider Brücken gleich groß sind (vergl. Abb. 10 u. 11). Da nun die alte Brücke ein um etwa 10% geringeres Eigengewicht (281 : 300 t) besitzt, könnte man die bei der neuen Brücke gleich große dynamisch wirksame (reduzierte) Masse z. B. durch schwingungstechnisch bessere Nietverbindungen oder günstigere Ausbildung der Knotenpunkte erklären.

Im übrigen kommt dieses Ergebnis durch die geringere Durchbiegung, d. h. steifere Ausbildung, des neuen Überbaues bereits auch teilweise rein statisch zum Ausdruck (statische Berechnung). — Für den Stoßkoeffizienten gilt hier sinngemäß das im IV. Abschnitt unter b1 Gesagte.

3. Kopplung zwischen den einzelnen Überbauten.

Während der Untersuchung zeigte sich ferner, daß bei Erreichung der Resonanz des vierten Überbaues auch die dritte anschließende Öffnung erheblich in Schwingungen geriet (Abb. 9 u. 12). Dieselbe Erscheinung konnte auf den letzten beiden Tragwerken der neuen Brücke ebenfalls beobachtet werden. Eine merkbare gegenseitige Beeinflussung von nebeneinanderliegenden Tragwerken (altem und neuem Überbau) wurde jedoch nicht festgestellt.

Der zwischen den Öffnungen eines Gleises stehende Pfeiler ist nicht absolut starr, sondern schwingt demnach in gewissen Grenzen mit und überträgt diese Schwingungen auf den benachbarten Überbau. Dieses Mitschwingen ist um so stärker, je kleiner die an den Schwingungen des Pfeilers beteiligte Masse im Vergleich zu der schwingenden Brückenmasse, und je genauer die Übereinstimmung der Eigenfrequenzen der beiden Einzelöffnungen ist.

Mit größer werdender Verstimmung zwischen zwei benachbarten Tragwerken wird sich diese Kopplung immer weniger bemerkbar machen. In den vorliegend untersuchten Brücken trat bei nebeneinanderliegenden Überbauten der alten und neuen Brücke diese Erscheinung infolge der verschiedenen Abstimmung nicht, oder wenigstens in weit geringerem Maße auf als bei zwei hintereinanderliegenden Öffnungen derselben Brücke. Damit ist auch das Mittel an die Hand gegeben, bei der Untersuchung einer Brücke mit mehreren Überbauten den Einfluß benachbarter Tragwerke beliebig auszuschalten. Man braucht nur die benachbarten Überbauten durch Anbringung einer zusätzlichen Masse, z. B. mit Hilfe einer aufgefahrenen Lokomotive, zu verstimmen.

Die Masse, gegen die sich die Brücke beim Schwingen abstützt und die schwingungstechnisch wirksam wird, ergab sich in diesem Fall zu rd. 12 000 t (vergl. Abb. 12), etwa dem Zehnfachen der eigentlichen Pfeilermasse. Die dynamisch wirksame Masse setzt sich zusammen aus der eigentlichen (statischen) Masse des Pfeilers und einem größeren oder kleineren Anteil des die Fundamente des Pfeilers umgebenden Erdreichs. Bei sehr guter Gründung, z. B. auf gewachsenem Felsen, wird die wirksame Masse sehr groß, die Kopplung und somit die Beeinflussung benachbarter Überbauten dagegen klein sein. Bei Gründung in nachgiebigem Boden wird dagegen der Anteil der Massenwirkung des den Pfeiler umgebenden Erdreichs verhältnismäßig kleiner sein, so daß daraus eine größere Kopplung und damit eine stärkere Beeinflussung benachbarter Tragwerke gefolgert werden kann, wie dies auch der unmittelbaren Anschauung entspricht.

Es besteht die Möglichkeit, daß die Messung dieser Kopplungserscheinungen zwischen den Einzelüberbauten einer Brücke mit mehreren Öffnungen einen Rückschluß auf die Güte und Zuverlässigkeit der Brückenfundamente bezw. auf etwa eingetretene Veränderungen zuläßt.

Es sei hier der Hinweis auf allgemeine Bodenuntersuchungen (z. B. Bestimmung von Bettungsziffern), auf Prüfung von Maschinenfundamenten (z. B. praktische Bestimmung ihrer Eigenschwingungszahl vor Montage der Maschinen) und z. T. schon durchgeführter Messungen an Schiffen (z. B. Bestimmung von Störungsstellen in Schiffskörpern infolge kritischer Maschinenumlaufzahlen) mit Hilfe ähnlicher Versuche erlaubt.

V. Zusammenfassung.

Auf Grund dieser Versuche mit der vorhandenen Ausführung der Schwingungsmaschine kann wohl gesagt werden, daß eine Erweiterung der Kenntnisse unserer Bauwerkdynamik mit diesem neuen Verfahren zu erhoffen ist. Die besonderen meßtechnischen Eigenschaften können in folgenden Hauptpunkten zusammengefaßt werden:

a) Vorteile des Verfahrens.

1. Die Durchführnng der Versuche ist verhältnismäßig einfach und stellt keine besonderen Anforderungen an das Bedienungspersonal. Nach dem Aufsetzen auf das zu untersuchende Bauwerk ist die Erschütterungs-

maschine in wenigen Minuten meßbereit; die Messung selbst ist ebenfalls in kurzer Zeit zu erledigen. Es sind keine empfindlichen Apparateteile vorhanden. Witterungseinflüsse stören die Versuche nicht. Die Ableseinstrumente für die Drehzahl und die verbrauchte Leistung sind unempfindlich gegenüber äußeren Einflüssen und stets meßbereit.

2. Die Messung der grundlegenden Kennziffer eines Bauwerks, der Eigenabstimmung, ist auf etwa $^1/_{10}$ Hertz genau möglich. Diese Bestimmung erlaubt eine entsprechend exakte Berechnung der übrigen dynamischen Eigenschaften.

3. Die Versuchsbedingungen selbst, z. B. die Größe der dynamischen Belastung, sind genau einstellbar und können insbesondere bei Kontrollmessungen beliebig oft wiederholt werden. Diese Bedingung ist eine grundlegende Forderung, z. B. für vergleichbare Brückenhauptprüfungen.

4. Statische Belastungsversuche sind im allgemeinen nur in lotrechter Richtung, dynamische Versuche dagegen in beliebiger Richtung möglich, da sie von der Schwerkraft unabhängig sind.

5. Es lassen sich Ermüdungs- und Alterungserscheinungen infolge periodischer Belastung in verhältnismäßig kurzer Zeit studieren, die gegebenenfalls zur Verbesserung der dynamischen Eigenschaften des Bauwerks, also zu konstruktiven Veränderungen führen werden.

b) Nachteile des Verfahrens.

1. Als Nachteil muß vorläufig die heute noch unentschiedene Frage betrachtet werden, ob es überhaupt gelingen wird, bestimmte charakteristische dynamische Eigenschaften der Bauwerke in Abhängigkeit von ihrem jeweiligen Bauzustand einwandfrei zu erkennen. Erst dann kann von einer praktischen Bedeutung des Verfahrens zur Überwachung, z. B. von Brücken während des Betriebes, die Rede sein.

2. Ebenso wird man nur nach Messungen an zahlreichen, auf andere Weise bereits untersuchten, neuen sowie alten Bauwerken, deren guter bezw. schlechter Bauzustand daher im voraus bekannt ist, in der Lage sein, für die mit diesem Verfahren dann neu zu messenden Bauwerke gleichsam Zeugnisse auf Grund ihres dynamischen Verhaltens aufzustellen.

3. Die Frage, an welchem Punkte des Bauwerks bei schlechten Ergebnissen nun die schwache Stelle zu suchen ist, bleibt bei derartigen Verfahren ungelöst und wird dagegen stets örtlichen Untersuchungen bezw. Messungen vorbehalten bleiben müssen.

4. Schließlich seien die versuchstechnischen Schwierigkeiten erwähnt, die in der Registrierung der Anzeigen von Wattmeter (Leistung) und Tourenzahl (Hertz) mit der erforderlichen Genauigkeit gleichzeitig z. B. auf einem Papierstreifen liegen, ohne die eine selbsttätige objektive Versuchsaufnahme nicht möglich ist. Entsprechende Entwicklungsarbeiten sind im Gange.

Der Zweck dieser Veröffentlichung wird als erreicht angesehen, wenn es damit gelungen ist, die Fachwelt auf neue praktische Möglichkeiten zur Erfassung dynamischer Vorgänge an unseren Bauwerken hinzuweisen und Anregungen auf diesem wenig erforschten Gebiet zu geben.

Über weitere Versuche mit der eigens für Brückenmeßzwecke im Bau befindlichen Brückenschwingungsmaschine soll demnächst wieder berichtet werden.

Die Stahlüberbauten der Wettera- und Saalburger Brücke über den Stausee der Saale-Talsperre am Kleinen Bleiloch.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **O. Jüngling**, A.-G. Obere Saale in Weimar.

(Schluß aus Heft 5.)

Die Saalburger Brücke.

Die Saalburger Brücke (vergl. Lageplan Abb. 10) ist ebenso wie die Wettera-Brücke als Blechträgerbrücke mit zwei unter der Fahrbahn liegenden Hauptträgern ausgebildet worden. Während jedoch bei der Wettera-Brücke als System für die Tragkonstruktion ein Gerberträger gewählt ist, hat hier die Entwurfsbearbeiterin, die MAN Werk Gustavs-

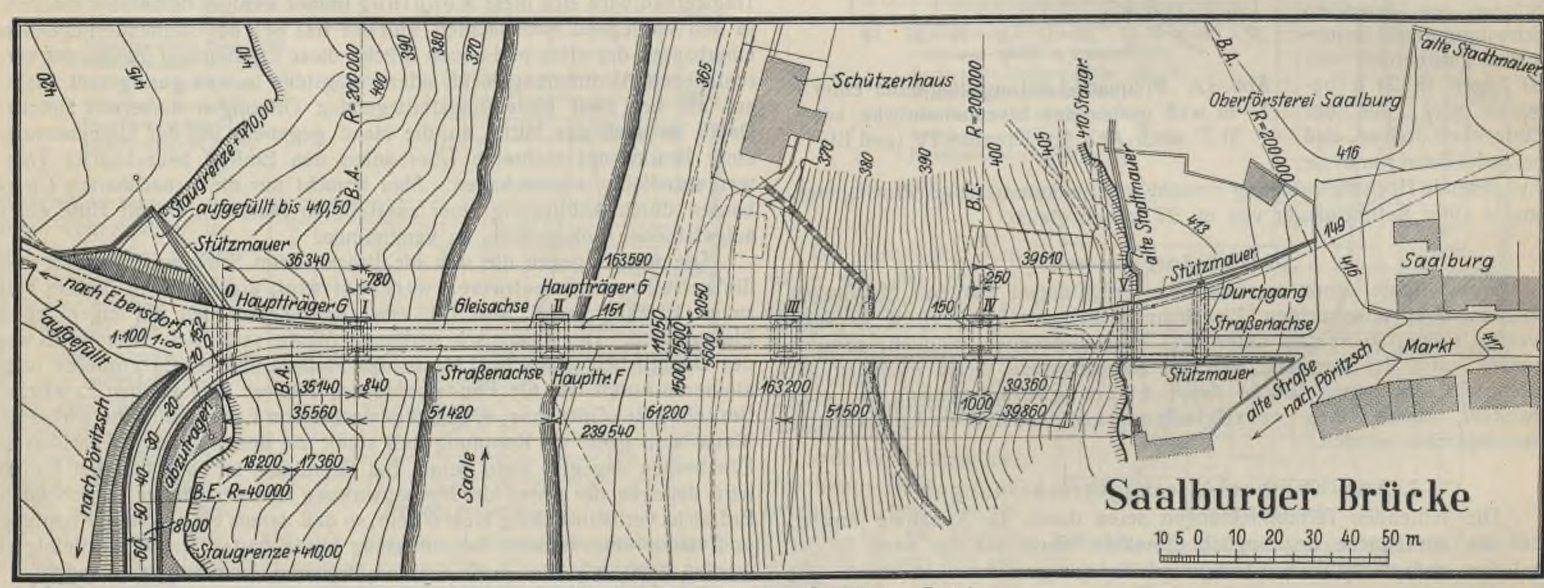


Abb. 10. Lageplan der Saalburger Brücke.

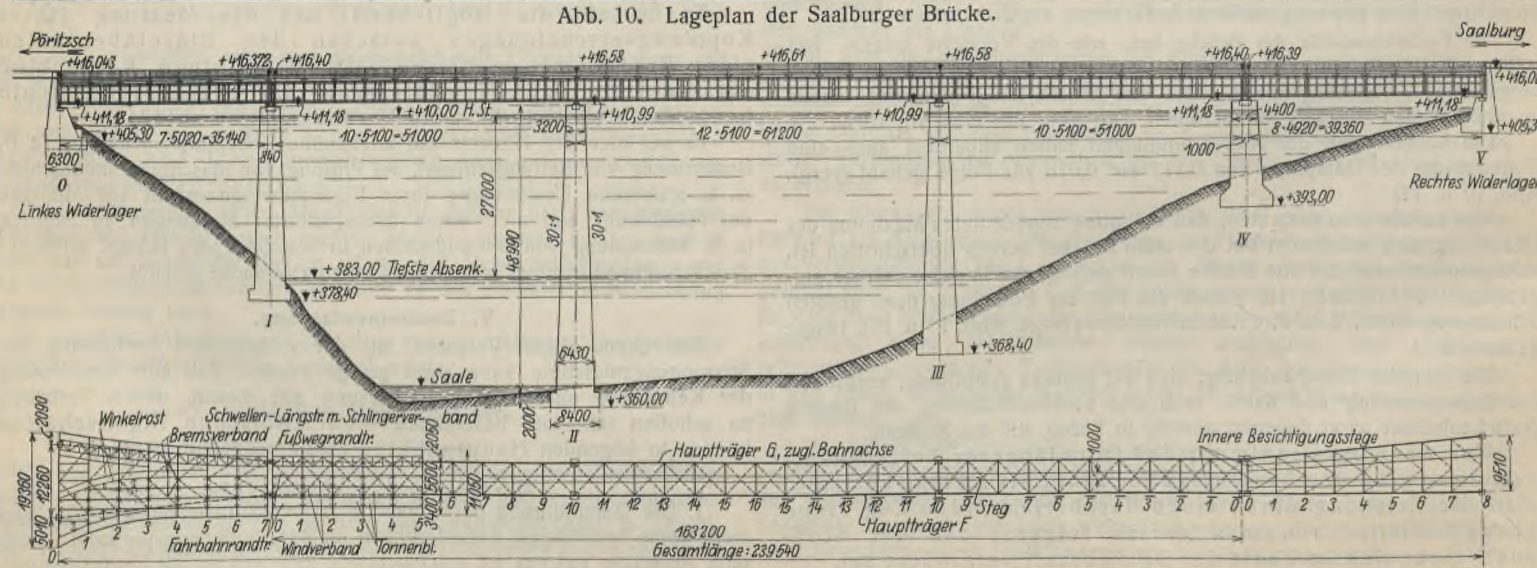


Abb. 11. Ansicht und Grundriß der Saalburger Brücke.

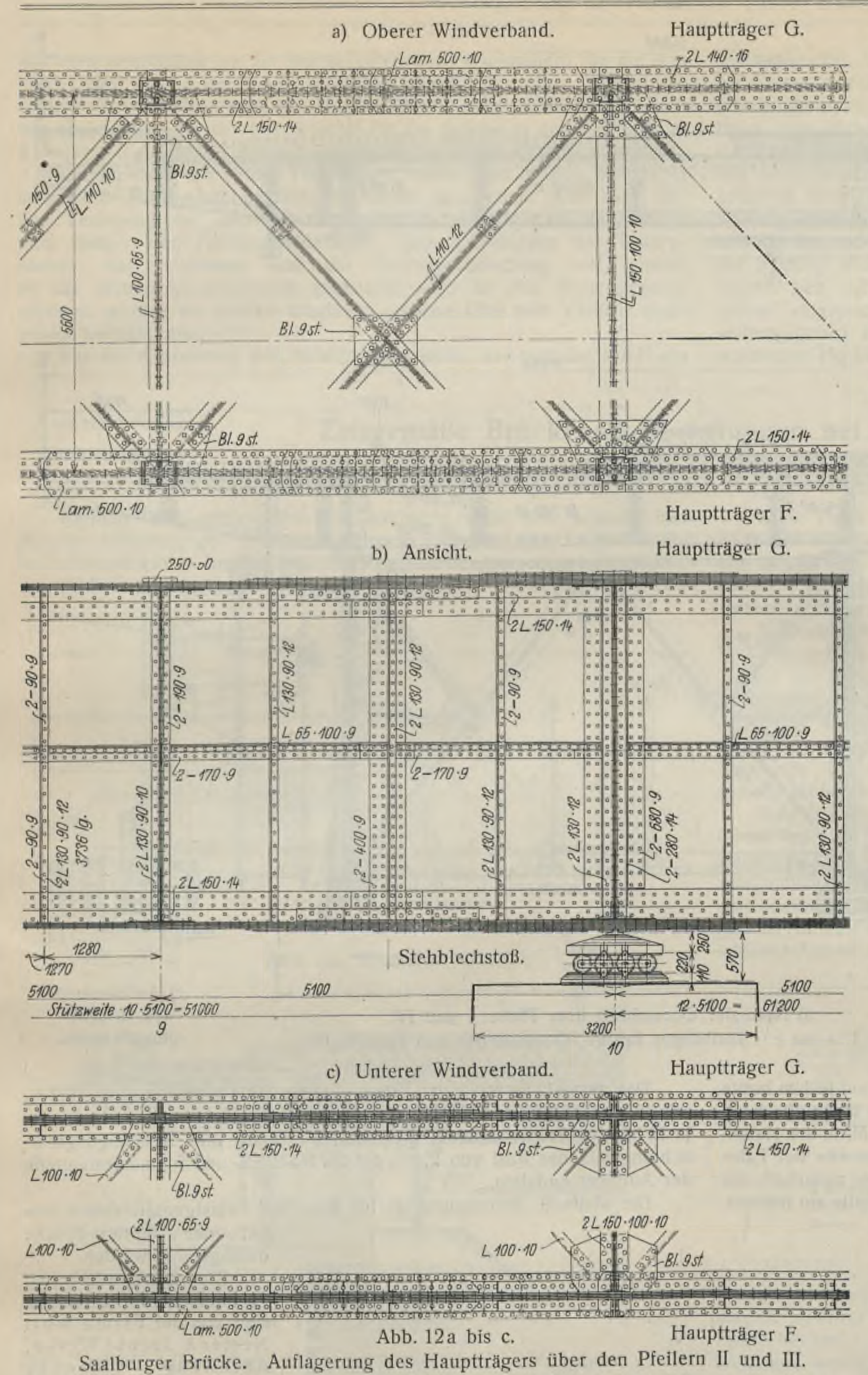


Abb. 12a bis c.
Saalburger Brücke. Auflagerung des Hauptträgers über den Pfeilern II und III.

burg, einen über die drei Hauptöffnungen von 51 m, 61,20 m und 51 m Stützweite durchlaufenden Balken vorgesehen, an den sich links und rechts je ein Balken auf zwei Stützen anschließt, der die Nebenöffnung von 35,14 m und 39,36 m Stützweite überbrückt (Abb. 11).

In der Seitenansicht gesehen, läuft der Untergurt der Vollwandträger horizontal etwa in Höhe 411,69 m ü. NN über die ganze Länge der Brücke von 239,54 m durch. Der Obergurt ist schwach parabolisch gekrümmt; die Stehblechhöhe wächst von 3,20 m an den Widerlagern auf 3,80 m in Brückenmitte an. Die 15 mm starken Stehbleche sind in etwa halber Höhe wagerecht und in Längen von rd. 10 m senkrecht gestoßen (Abbild. 12). Die Gurtplattenbreite beträgt 500 mm, ihre Stärke 10 mm. Der in Abb. 13a dargestellte Normalquerschnitt mit einem Hauptträgerabstand von 5,60 m und mit Fahrbahnauskragungen von 2,05 m und 3,40 m gilt nur für die, die drei mittleren Öffnungen überspannende, 163,20 m lange Hauptbrücke. In den beiden Nebenöffnungen verbreitert sich der Hauptträgerabstand von 5,60 m auf 12,26 m am linken und 9,51 m am rechten Widerlager, um der mit Rücksicht auf die Einführung von Straße und Bahn trompetenförmig verbreiterten Fahrbahn eine genügende Unterstützung zu bieten. Die Fahrbahnquerträger lagern mittels gewölbter Auflagerplatten längsbeweglich auf den Obergurten der Hauptträger und sind mit diesen gegen Abheben verankert. Die Einzelheiten der Auflagerung und Verankerung zeigt die Abb. 14. Der Abstand der Querträger ist in der Hauptbrücke 5,10 m in den Nebenöffnungen 4,92 m und 5,02 m. Ihre Länge wächst von 11,05 in der Hauptbrücke bis auf 19,36 m und 14,996 m über den beiden Endauflagern an (Abb. 11 u. 13b). Die Querträger sind durchweg 760 mm hoch; das über den Nebenöffnungen erforderliche größere Trägheitsmoment wird durch Vermehrung der Gurtplattenzahl erreicht.

Die festen Auflager der Nebenöffnungen liegen auf den Widerlagermauern, das der Hauptbrücke auf dem zur Aufnahme der Bremskräfte besonders kräftig ausgebildeten Pfeiler IV. Die Pfeiler I, II und III tragen nur Rollenlager und sind deshalb schlanker gehalten (Abb. 11).

Die Steifigkeit der Hauptträger wird durch kräftige Querrahmen und durch einen am Ober- und Untergurt angreifenden Windverband erzielt (Abb. 11, 12 u. 13a, b).

Die Fahrbahn ist im großen ganzen wie bei der Wettera-Brücke ausgebildet. Abweichend ist die Isolierung der Fahrbahnplatte und die Auflagerung der Bahnschwellen.

Hinsichtlich der Fahrbahnisolierung ist hier auf die Anordnung einer über dem Füllbeton der Tonnenbleche liegenden Isolierschicht verzichtet worden. Dafür erhalten die Fugen des Kleinpflasters einen Asphaltverguß, der das Niederschlagswasser zum sofortigen oberflächlichen Abfluß bringen soll. Etwa doch durchdringendes Wasser kann durch die in den Tonnenblechen angebrachten Sickerlöcher abfließen.

Die Schwellen sind über den Längsträgern 10 mm tief eingelassen und werden durch Befestigungsschrauben, deren Kopf unter die Gurtplatte des Längsträgers greift, gegen Abheben gesichert. Der Schwellenabstand von normal 60 cm wird durch Verkämmung und Verschraubung mit den beiderseitigen 14/16 cm starken Entgleisungsschutzbalken gewahrt.

Der Schlingerverband ist zwischen den beiden 1,60 m auseinanderliegenden Schwellenlängsträgern angeordnet. In den beiden Seitenöffnungen ist zwischen den Knotenpunkten 3 und 4, bezw. 4 und 5 an der Unterseite des inneren Schwellenträgers ein Bremsverband angeschlossen, der die Bremskraft der inneren Schiene auf den oberen Windverband überträgt. Die auf den äußeren Schwellenträger entfallende Bremskraft wird in den oben bezeichneten Knotenpunkten unmittelbar auf den darunterliegenden Hauptträger G übergeleitet (Grundriß Abb. 11). In der Hauptbrücke ist ein Bremsverband entbehrlich, da die Bremskräfte unmittelbar von den beiden Schwellenträgern an den mittig darunterliegenden Hauptträger G abgegeben werden.

Die über den Pfeilern I und IV erforderlichen Ausdehnungsfugen werden wie bei der Wettera-Brücke durch Ausdehnungsstücke, die in Oberkante Fahrbahnabdeckung liegen, gedeckt.

Die Ausbildung der Besichtigungseinrichtung konnte infolge der gitterförmigen Versteifung zwischen beiden Hauptträgern nicht in der einfachen Weise wie bei der Wettera-Brücke geschehen. Für die Besichtigung der zwischen den Hauptträgern liegenden Konstruktionsteile sind

Abb. 15. Saalburger Brücke. Zusammenbau der Hauptträger.

b) Endquerträger über dem Saalburger Widerlager.

Abb. 14. Querträgerauflagerung (vergl. Abb. 12, Punkt 10).

a) Normaler Querschnitt über Pfeiler I und IV.

Abb. 13a bis c. Saalburger Brücke, Querschnitte und Einzelheiten.

c) Aufhängung des Besichtigungswagens.

in der Hauptbrücke ein, in den beiden Nebenöffnungen zwei je 1 m breite Laufstege vorgesehen. Die Geländer-Holmwinkel der Stege sind so hoch angeordnet, daß von ihnen aus eine Bohle nach dem in der Mitte des Hauptträgers angenieteten Winkeleisen gelegt und so die Unterseite der Fahrbahnplatte besichtigt werden kann. Zur Besichtigung der außerhalb der Hauptträger liegenden Konstruktionsteile dient auf jeder Seite ein leichter, 0,70 m breiter und 1,80 m langer Wagen, dessen Laufrollen auf den Flanschen eines an den Querträgern aufgehängten, genieteten T-Trägers laufen (Abb. 13a, b, c). Die Seitenflächen der Hauptträger können von den beiden übereinanderliegenden Plattformen des Wagens, die Unterflächen der Fahrbahnauskragung von einem seitlichen Podest aus besichtigt werden. Der Wagen kann durch einen Riegel gegen den Hauptträger abgestützt werden, um ein Schwingen des Wagens bei der Ausführung von Ausbesserungsarbeiten zu vermeiden. Beide Wagen werden von Hand angetrieben. Der Zugang zu den inneren Besichtigungsstegen und den Wagen erfolgt an beiden Widerlagern durch in der Fahrbahnabdeckung liegende, verschließbare Einsteigöffnungen.



Abb. 16. Saalburger Brücke. Stand der Arbeiten am 6. Dezember 1928.

Das gesamte Gewicht der Brücke beträgt 1203 t, wovon etwa 46,2 % auf die Ausführung der Hauptträgerteile in St Si, 51,4 % auf die Stahlteile in St 37 der Fahrbahnplatte, Geländer, Verbände und Besichtigungseinrichtung und der Rest von 2,4 % auf die Stahlguß- und Schmiedestahlteile der Auflager entfallen.

Die statische Berechnung ist für dieselben Belastungsannahmen wie bei der Wettera-Brücke durchgeführt worden.

Die Werkstattarbeiten für die rechte Außenöffnung sind von der Firma Wolf Netter & Jacobi Werke, Abteilung Eisenbau Schiege, Leipzig-Paunsdorf, die für die linke Außenöffnung vom Eisenwerk Kaiserslautern ausgeführt worden. Die Hauptbrücke wurde von der MAN, Werk Gustavsburg, die auch die gesamten Montagearbeiten leistete, geliefert.

Die Pfeiler und Widerlager sind wie bei der Wettera-Brücke in Zement-Thurament-Stampfbeton mit einer Bruchsteinverkleidung der Ansichtsflächen und mit Auflagerquadern in Eisenbeton ausgeführt worden. Die für die Bruchsteinverkleidung und die Zuschlagstoffe benötigten Gesteinsmengen wurden größtenteils

aus dem unmittelbar an der Brücke gelegenen Felseinschnitt für die 8 m breite und rd. 1,1 km lange Verbindungsstraße zur alten Staatsstraße Schleiz—Lobenstein gewonnen. Die Ausführung dieser Straßenbauarbeiten lag ebenso wie die der Unterbauten für die Brücke in den Händen der Siemens-Bauunion, Berlin-Siemensstadt.

Die Montage der beiden Hauptträger wurde vom rechten Widerlager ausgehend Mitte Oktober 1928 in Angriff genommen (Abb. 15 u. 16). Die Verlegung der Querträger erfolgte in umgekehrter Reihenfolge vom linken zum rechten Widerlager. Die Aufbringung der Tonnenbleche, des Füllbetons und der Fahrbahnabdeckung soll, soweit es die Witterungsverhältnisse gestatten, noch in den Wintermonaten erfolgen, so daß die Brücke möglichst im Juni 1929 dem Verkehr übergeben werden kann.

Für die Ausführung der Aufstellungsarbeiten war von der MAN ein Montagegerüst, das gleichzeitig auch während des Baues der Pfeiler als Transportgerüst diente, erbaut worden. Es besteht aus einzelnen, aus Winkeln zusammengesetzten quadratischen Stützen von 1 m Seitenlänge, von denen wiederum je vier durch gegenseitige Versteifung und Verspannung zu rechteckigen Gruppenpfeilern zusammengefaßt sind (Abb. 3). Der Stützenabstand der Gruppenpfeiler beträgt in Richtung der Brückenachse rd. 10 m; in der Tiefe wechselt er zwischen 6,80 m und 12 m. Die Stützen nehmen die aus Walzprofilen bestehenden Quer- und Längsträger mit der Bohlenabdeckung des Rüstbodens auf. Das gesamte Stahlgewicht der Rüstung einschließlich der Verspannung, der Längs- und Querträger beläuft sich auf etwa 340 t. An Holzbelag und Holzrüstung sind rd. 500 m³ eingebaut. Nach beendeter Hauptträgermontage wurde das Aufstellungsgerüst abgebrochen, um den während der Wintermonate zu erwartenden Hochwässern der Saale Platz zu schaffen.

Alle Rechte vorbehalten.

Zeitgemäße Brückenauswechslungen bei der Reichsbahn.

Von Reichsbahnrat **Borchert**, Schweidnitz.

(Zum Artikel des Herrn Dr.-Ing. Schaechterle, Stuttgart, in „Bautechnik“ 1928, Heft 41 u. f.)

Kleinere und mittlere Brücken, die nicht mehr den neuzeitlichen höheren Anforderungen genügen, werden seit kurzem auch im Bezirk der Reichsbahndirektion Breslau erfolgreich mittels Kranwagen ausgewechselt. So wurde erstmalig am 30. September 1928 der rd. 22 m lange Überbau

Abb. 1a. Grundriß.

Abb. 1b. Längsschnitt.

der Lohebrücke bei Klettendorf in der Nähe von Breslau auf diese Weise gegen einen neuen Überbau ausgewechselt und acht Tage darauf, am 7. Oktober, der Überbau der 17 m langen Polsnitzbrücke bei Königszelt.

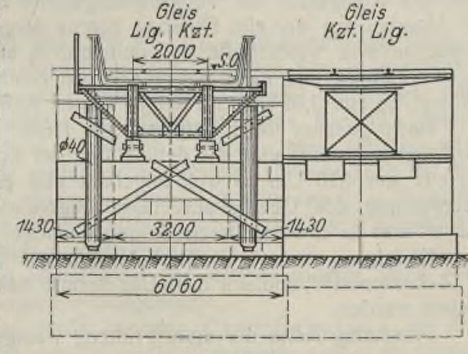


Abb. 1c. Schnitt *a—b*.

Zu beiden Brückenauswechslungen wurden die beiden 60-t-Krane der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft verwandt. Die Handhabung dieser großen Krane ist zwar etwas umständlich, und ihre sehr erheblichen Transport- und sonstigen Nebenkosten bilden einen nicht unwichtigen Rechnungsfaktor, anderseits aber sollte doch die größere Sicherheit infolge der beweglichen und weit ausladenden Ausleger den Ausschlag geben. Im übrigen lassen sich die Transportkosten dadurch ganz bedeutend herabmindern, wenn, wie es bei der Reichsbahndirektion Breslau geschehen ist und auch künftig geschehen soll, in einer mehrtägigen Arbeitsperiode mehrere Brücken in unmittelbarer Folge durch diese Krane ausgewechselt werden können.

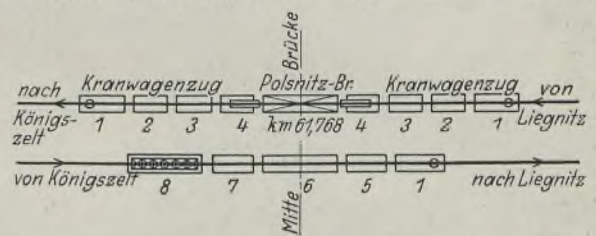
Diese Folge von mehreren gleichartigen Ausführungsweisen hat auch noch den nicht unwichtigen Vorteil, daß die bauleitenden Beamten sich bei den ersten Auswechslungen informatorisch beteiligen, Erfahrungen sammeln und diese bei den folgenden Ausführungen im eigenen Bezirk verwerten können.

Wie schon Herr Dr.-Ing. Schaechterle in seiner Abhandlung mit Recht darauf hinweist, kommt es bei dieser Art der Brückenauswechslungen viel darauf an, daß auch die vorbereitenden Arbeiten bereits mit genügender Umsicht bewirkt werden.

Einige solcher Arbeiten mögen angedeutet werden:

Wenn irgend möglich, sollte angestrebt werden, bei Arbeiten in der Nacht, die aus betriebstechnischen Gründen wohl überwiegen werden, auf der Baustelle eine gute Allgemeinbeleuchtung einzurichten.

Starklichtlampen werfen ihren engumgrenzten grellen Lichtkegel immer nur auf ein kleines Arbeitsfeld, die Umgebung liegt schon im Halbdunkel, wenige Meter weiter ab herrscht Finsternis. Es ist selbstverständlich, daß bei einer guten allgemeinen Beleuchtung einer Baustelle einschließlich deren nächsten Umgebung alle Arbeiten weit besser getätigt werden können. Bei der Polsnitzbrücke z. B. wurde ein behelfsmäßiger Anschluß an die etwa 300 m entfernte Lichtleitung des Bahnhofs



1 Lokomotive. *2* Packwagen. *3* Beiwagen. *4* Kran. *5* X-Wagen für Geräte und Oberbaustoffe. *6* SS-Wagen, leer, 18 m lang, ohne Aufbauten. *7* X-Wagen als Schutzwagen. *8* Wagen mit neuem Überbau.

Abb. 2. Lastenzug.

Königszelt hergestellt und einige hohe starkkerzige Lampen auf Holzmasten profilfrei so aufgestellt, daß sie aus dem Bereich der arbeitenden Krane blieben. So lag die gesamte Baustelle unter gleichmäßig hellem Licht und waren, was nicht unwichtig ist, selbst die letzten Geräte- und Aufenthaltswagen des Arbeitszuges noch beleuchtet. Steckdosen überdies ermöglichten den Anschluß einiger Handlampen, die bei der Befestigung der Tragseile, den letzten Abbrucharbeiten am Widerlager, der Befestigung der Oberbauteile usw. beste Verwendung fanden.

Nun zu den helfenden Kräften! Daß eine gute Tiefbau- und Brückenbaufirma für eine solche Arbeit nur die unbedingt erforderliche Zahl gut geschulter Leute stellt, ist wohl selbstverständlich. Anders bei den von einer Bahnmeisterei bereitgehaltenen Rotten. Leicht neigt ein vorsichtiger Dienststellenleiter dazu, möglichst viele Leute bereitzustellen. Dies mag bei Arbeiten am Tage vielleicht hinzunehmen sein, wenn die überflüssigen Kräfte mit Nebenarbeiten im anschließenden Gleise usw. beschäftigt werden können. Bei Nacht aber ist sowohl im Interesse der Wirtschaftlichkeit wie im Interesse der Arbeitsübersicht selbst zu empfehlen, nur die unbedingt nötige Zahl von Arbeitern bereitzuhalten, diese aber vorher genau in ihre Obliegenheiten einzuweihen.

Da die Leute naturgemäß nicht sechs Stunden hintereinander angestrengt arbeiten können, auch nicht zu arbeiten haben, müssen vorher mit dem Rottenführer die Pausen für die einzelnen Arbeitergruppen festgelegt werden, die am besten in die Zeit der Hebearbeit selbst zu legen sein werden, wobei die Arbeiter der Bahnmeisterei sowieso am wenigsten benötigt werden. Ein gut geheizter, mit Tischen und Bänken ausgerüsteter G- oder alter D-Wagen gibt mitsamt einer bereitgehaltenen Tasse heißen Kaffee den Leuten wieder Lust und Kraft zur weiteren Arbeit.

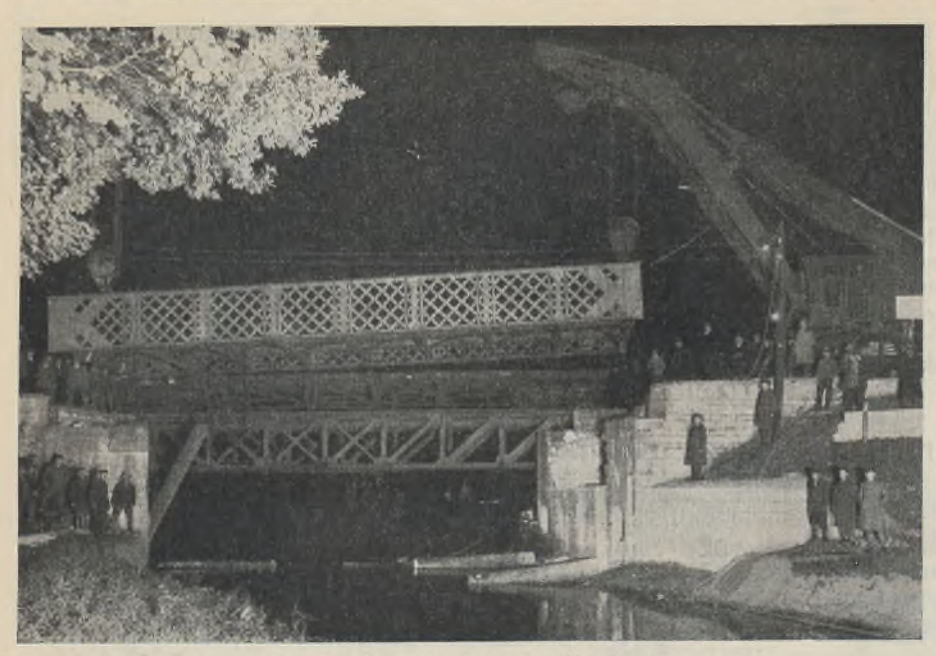


Abb. 3. Abheben des alten Überbaues.

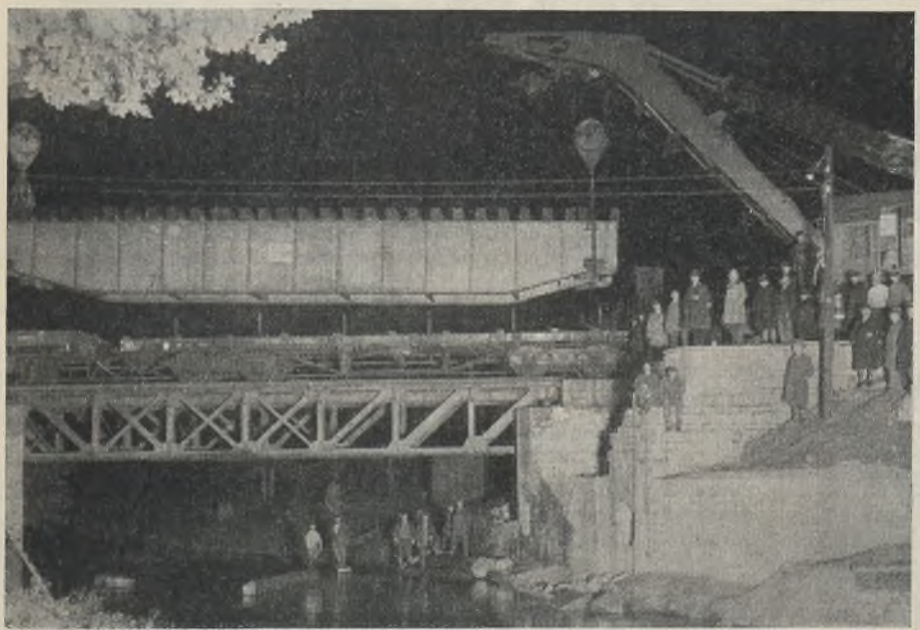


Abb. 4. Einschwenken des neuen Überbaues.

Selbstverständlich ist schließlich die Einschaltung eines immer zweckdienlichen Hilfsfernsprechers.

Wie mancherlei anderes aber hat der Dienststellenleiter der Bahnmeisterei am Tage vorher noch zu bedenken: Er muß auf dem neuen, bereits auf einem SS-Wagen ruhenden Überbau beiderseits auf Millimeter genau deutlich die Bauwerksmitte bezeichnen, ebenso an den neu hergestellten Widerlagern am Bauwerk selbst; er muß ferner die Strecke von der Ausbaustelle bis zum demnächstigen Abstellplatz des ausgebauten Überbaues genau prüfen, ob das Lichtraumprofil überall ausreicht oder ob wohl gar der alte Überbau beim Abheben einseitig weiter herüberragend auf den Wagen abgelegt werden muß. Er hat sich weiterhin zu überzeugen, ob auch die Befestigungsmittel des Oberbaues auf der alten Brücke gangbar gemacht sind, ob die Paßschienen für die Krane die richtige Länge haben. Wenn — wie im Falle der Polsnitzbrücke — der Bahnmeister einige Tage vorher an einer Brückenauswechslung mit den gleichen Kranen bereits teilnehmen konnte, so kann er bei seiner Brücke bereits den genauen Standort der Krane vorher festlegen und die Unterlagen für die inneren Stützspindeln herrichten, ein wesentlicher Vorteil in bezug auf Zeitgewinn!

Im folgenden sei kurz eine Schilderung des Auswechslungsvorganges bei der Polsnitzbrücke gegeben.

Die Brücke (Abb. 1a bis c) dient zur Überführung des Gleises Liegnitz—Königszelt über die Polsnitz. Der 72 Jahre alte Überbau bestand aus zwei 4 m voneinander entfernten und durch eine Anzahl von Querträgern verbundenen Gitterträgern von 1,80 m Höhe mit tiefliegender Fahrbahn und mit einer Stützweite von rd. 17 m. Die Widerlager liegen in einem Winkel von 60° zum Flußlauf. Der neue Überbau besteht aus zwei vollwandigen Blechbalken von 2 m Entfernung und je 1,90 m Höhe nebst Querverbindungen mit obenliegender Fahrbahn.

Die vorbereitenden Arbeiten umfaßten in der Hauptsache den Abbruch des etwa 2,5 m starken granitenen Widerlagsmauerwerks zwischen den alten Auflagersteinen auf etwa 1,6 m Tiefe, sowie die demzufolge nötige Abstützung der alten Gitterträger durch eine Hilfskonstruktion aus starken Rundholzsteifen gegen den unteren Teil der Widerlager. Um ferner die beiden neuen Kammermauern von je rd. 1,2 m Stärke hochführen zu können, ohne den Betrieb zu stören, wurde das Betriebsgleis in zwei Zugpausen von je dreistündiger Dauer durch zwei miteinander verbundene Querträger I NP 34 und je drei I-Träger NP 24 auf eine Länge von rd. 4 m unterfangen. Nach Hochführung des neuen Kammermauerwerks und Herstellung der neuen Auflager erfolgte der Wiederausbau dieser Hilfskonstruktion.

Durch eine vom Betriebsamt herausgegebene ausführliche Dienstregelung wurde der Tag der Brückenauswechslung auf den 7. Oktober von 1,02 bis 5,50 Uhr vormittags festgelegt.

Der neue Überbau war am 4. Oktober auf Bahnhof Königszelt eingegangen. In der Zwischenzeit wurden die Brückenbalken und der neue Oberbau aufgepaßt. Am 6. Oktober wurden sodann auf jeder Brückenseite die Schwellenlager zur Aufnahme der inneren Stützspindeln der Krane vorbereitet und eine Probeaufstellung der Krane in einer Zugpause vorgenommen.

Nach Durchfahrt des letzten Personenzuges am 7. Oktober um 1,02 Uhr vormittags wurde der auf Bahnhof Königszelt bereitstehende Arbeitszug (Lastenzug siehe Abb. 2), bestehend aus zwei Lokomotiven (vorn und hinten je eine) und den beiden Dampfkranen nebst Beiwagen, nach der Baustelle, Gleis Liegnitz—Königszelt, beordert. Gleichzeitig traf ein weiterer Arbeitszug mit dem neuen Überbau, sowie einem 18 m langen Wagen und den erforderlichen Beiwagen auf Gleis Königszelt—Liegnitz auf der Baustelle ein. Die Dampfkrane wurden sofort an den bereits vorbereiteten Stellen beiderseits der Brücke aufgestellt. Ihre Aufstellung dauerte, infolge der tags zuvor erfolgten vorbereitenden Arbeiten, knapp eine Stunde und war bereits um 2,15 Uhr beendet.

Eine unvorhergesehene Verzögerung von einigen Minuten ist in dieser Zeit sogar noch einbegriffen, entstanden dadurch, daß die Futterstücke aus Fichtenholz zwischen Tragketten und Überbau beim Anziehen zu splittern anfingen und durch solche aus Hartholz ersetzt werden mußten.

Nun traten die Dampfkrane in Tätigkeit.

Der alte Überbau wurde gehoben (Abb. 3), seitlich geschwenkt und unter gleichzeitigem Senken beider Ausleger auf den im Nebengleis stehenden leeren Wagen sicher gelagert; hierbei war zu beachten, daß der Überbau einseitig um ein bestimmtes Maß überstehend auf dem Wagen zu liegen kam, um ihn profilfrei in den Bahnhof Königszelt zur Verschrottungsstelle bringen zu können. Nach 40 Minuten lag der alte Überbau bereits dergestalt auf dem SS-Wagen. Dasselbe Bild wiederholte sich nunmehr in umgekehrter Richtung. Der neue Überbau lag, dank der vorherigen Kenntlichmachung der genauen Mitten, bereits 3,35 Uhr auf seinen neuen Auflagern (Abb. 4).

Nach genauer Nachprüfung nach Höhe und Richtung wurden die Drahtseile entfernt und mit dem Abbau der Krane begonnen. Sie waren bereits um 4,10 Uhr so weit abgebaut und zurückgezogen, daß mit der Herstellung der Oberbauanschlüsse begonnen werden konnte. Diese Arbeit war in einer weiteren Stunde beendet.

Es folgten nunmehr die Probebelastungen der neuen Brücke mit einer T 14-Lokomotive, und um 5,50 Uhr konnte das Gleis dem Betriebe übergeben werden.

Planmäßig rollte der erste Frühzug wenige Minuten später über die Brücke.

Zum Schluß sei darauf hingewiesen, daß bei der Einteilung der für die verschiedenen Arbeitsvorgänge erforderlichen Zeit die für die Probebelastung nötige Zeit keinesfalls zu gering bewertet werden darf, um nicht im letzten Augenblick noch Betriebsverspätungen hervorzurufen.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang | BERLIN, 5. April 1929 | Heft 7

Alle Rechte vorbehalten.

Leitergerüste im Stahlhochbau.

Von Dipl.-Ing. **Alwin Weiß**, Berlin-Spandau.

Bereits im Anfang des Jahres 1915 ist von Schmuckler in der Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure in einer Beschreibung über den Bau der ersten Autohalle am Kaiserdamm u. a. eingehend gesprochen über die Bewährung des Leitergerüstes, das in der ganzen

Abb. 1. Autohalle am Kaiserdamm in Berlin.

Ausdehnung der Halle (etwa 200 × 50 m) — der Bindermontage folgend — hergestellt wurde. Das Gerüst hat dem weiteren Einbau des Stahltragwerks gedient und dann den Ausbau, die Decken-, Dichtungs- und Malerarbeiten u. a. m. erleichtert, vor allem eine gute Kontrolle dieser sämtlichen Arbeiten ermöglicht. Aus Abb. 1 ist dies ohne weiteres verständlich. Nicht nur für die ausführenden Arbeiter, sondern auch für die Aufsichtsorgane bedeutet es eine wesentliche Erleichterung ihres Dienstes und daher eine Verbesserung ihrer Leistung, wenn eine leicht begehbare feste Plattform für ihre Tätigkeit vorhanden ist.

Für die Aufstellung der Hauptbinder hat man an anderer Stelle vorher und in der Folge Leitergerüste ausgenutzt:

Bei der Erbauung der Halle für das Caub-Panorama an der Bismarckstraße in Berlin-Charlottenburg, die inzwischen wieder abgerissen ist, wurde der kreisförmige Grundriß auf senkrechtem Stahlfachwerk mit bogenförmigen Bindern überdeckt, die sich an den mittleren Schlußring anlehnten. Dieser Ring wurde auf einem kräftigen Leiterbock aufgebaut. Die große Anzahl der Dachbinder wurden auf dem Bock an den Ring angeschlossen, dann konnte der Leiterhilfsbock entfernt werden. Die Belastung des Gerüstes betrug bei 25 m² Grundfläche (9 Leitern) 15 t. Abb. 2 gibt die Einzelheiten deutlich wieder, die Ausführung lag in Händen der Firma Breest & Co., Berlin.

Im Jahre 1923 wurde der Pergamonsaal der Museumsneubauten, in welchem inzwischen der überwältigend wirkende Pergamonaltar Aufstellung gefunden hat, durch die Firma Thyssen & Co. mit einem Dach in Stahlkonstruktion versehen. Die Grundrißabmessungen sind 35 × 50 m. Es erwies sich als zweckmäßig, den ganzen Saal mit einer etwa 22 m hohen Leiterrüstung zu versehen, die einen Wald von Leitern und Streben darstellte. Nur ein 4 m breiter schlitzartiger Gang blieb offen. In diesen wurden die Einzelteile der 35 m gespannten Binder hineingeschafft und hochgezogen. Dabei waren die Windenböcke oben auf der Rüstung aufgestellt. Auf der Plattform wurden die Binderteile vernietet bezw. verschraubt und im ganzen auf die Auflager gesetzt, wobei wieder die Hebewerkzeuge und Bäume ihren Stand auf der Rüstung behielten. Als Belastung war für die Gerüste eine Nutzlast von 750 kg je m² vorgesehen, die Gesamtbelastung betrug 220 t. Es kann bei einer derartigen Benutzung nicht ausbleiben, daß schwere Einzelteile trotz der von den Monteuren

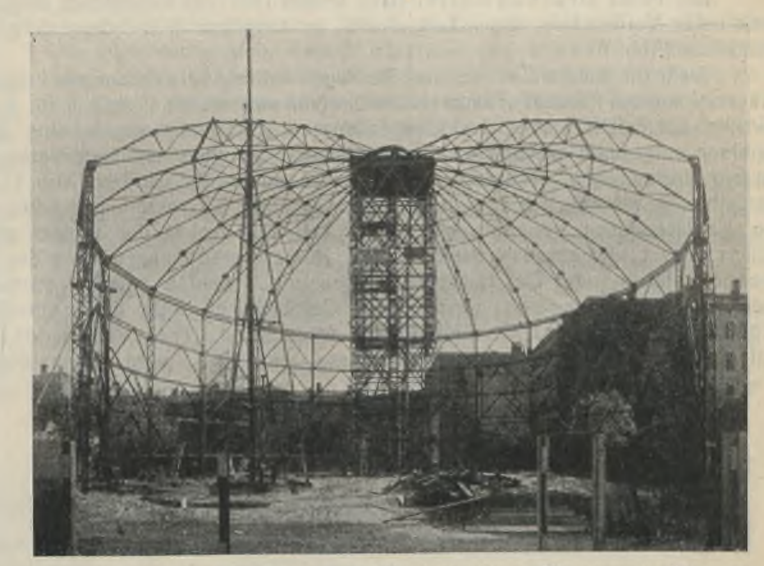


Abb. 2. Caub-Panorama in Charlottenburg, Bismarckstraße.

untergelegten Verteilungshölzer ganz erhebliche Einzeldrücke an die Rüstung abgeben, denen sich diese Rüstung gewachsen gezeigt hat. Auf Abb. 3 ist nur die Plattform am Fuß des stählernen Tragwerks zu erkennen.

Ein Jahr vorher war das gleiche Verfahren von der nämlichen Firma im Miletsaal des Museums von ähnlichen Abmessungen angewandt worden.

In gleicher Weise ist 1928 im Neubau der Kirche in Schmargendorf die stählerne Dachkonstruktion auf der Leiterrüstung montiert und aufgestellt worden.

Besondere Beachtung verdienen die Leiterrüstungen, die während des Krieges verwandt worden sind bei der Erbauung der Luftschiffhallen in Ahlhorn in Oldenburg, Wittmund in Ostfriesland und Staaken bei Berlin. Es wurden dort Fahrgerüste von 30 m Höhe errichtet, jedes auf 4 Wagen stehend, deren Räder auf starken Trägern und Schienen ihre Laufbahn hatten. Die kühnen Höhen- und Querabmessungen dieser Holztragwerke machten eine besonders starke und sorgfältige Bauart erforderlich, denn es wurden nach Abb. 4 u. 5 von der ausführenden Firma Druckenmüller G. m. b. H. nicht nur die Pfetten und die Teile des Windverbandes von der Rüstung aus aufgebracht, sondern es wurde auch eine große Anzahl der ganzen Bogenbinder mit Hilfe von Montagebäumen von der Leiterrüstung aus aufgestellt bezw. hochgeklappt, nachdem die senk-

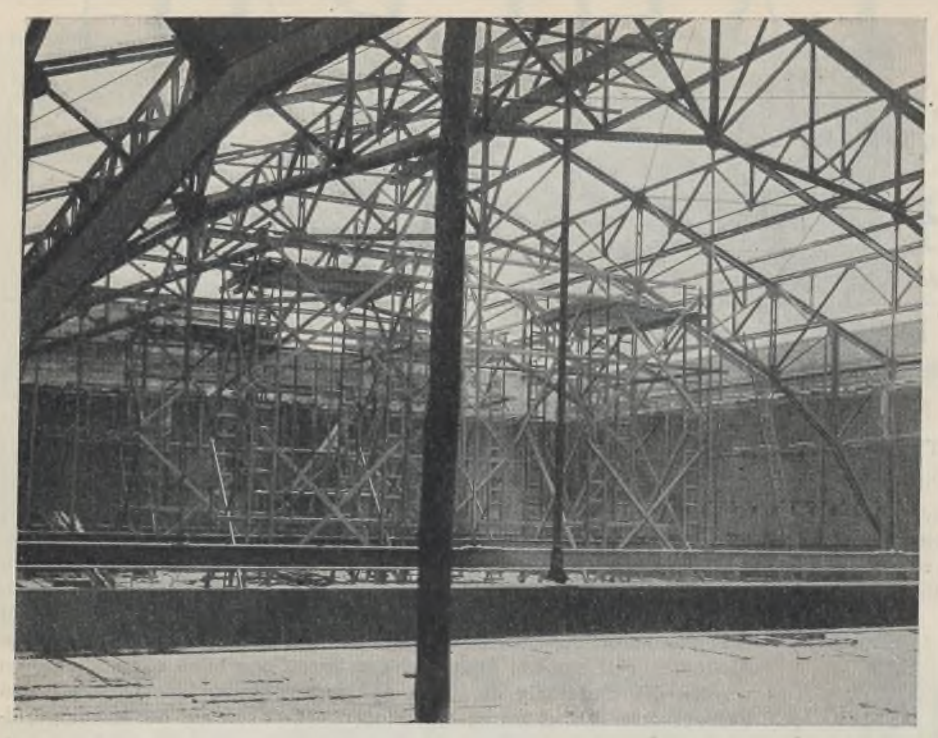


Abb. 3. Pergamon-Museum in Berlin.

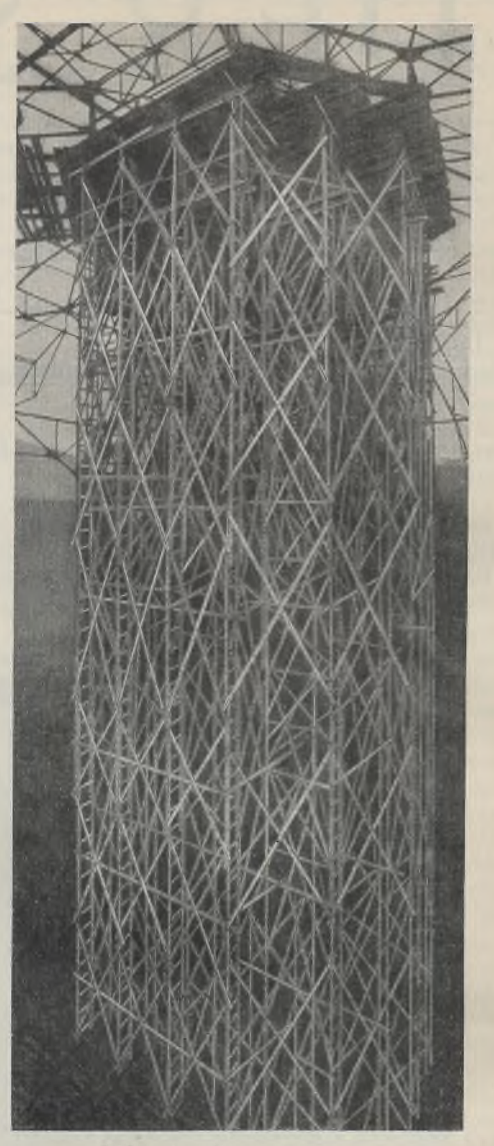
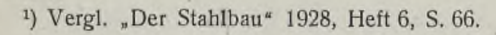


Abb. 6 Große Kuppel der Königlichen Bibliothek in Berlin.

rechten Binderteile aufgestellt und verstrebt waren. Die Belastung der fahrbaren Gerüste beziffert sich auf 50 t. Den dabei auftretenden Seitenkräften war außer durch die starke Vergitterung Rechnung getragen durch das Festlegen der Laufwagen und durch Drahtseilabspannungen.

Die Firma Druckenmüller hatte bereits 1907 das Kuppeldach der Königlichen Bibliothek unter Verwendung eines Leiterbocks in derselben Weise hergestellt wie beim Caub-Panorama (Abb. 6).

Auch für andere Zwecke sind Montagen mittels Leiterrüstungen vorgenommen worden, die man solchen Gerüsten kaum zutraut, wenn man sie an Fassaden für Putz- oder Maurerzwecke aufgestellt sieht. Im Elektrizitätswerk Südwest[1]) wurde eine Reihe von Blechkaminen aufgestellt, wobei die einzelnen Schüsse zwischen den Leiterböcken von den Gerüstbauern hochgezogen, seitlich verschoben und aufgesetzt wurden (Abb. 7). Die im Leitergerüstbau gebräuchlichen Einzelteile sind derartigen Verwendungszwecken angepaßt, indem sie gewissermaßen genormt sind. Jeder Teil kann sofort durch einen gleichen oder ähnlichen ersetzt und ausgewechselt werden, Reserveverstrebungen oder der Ersatz für Stäbe, die beim Hoch- oder Quertransport weggenommen werden müssen, können innerhalb von wenigen Minuten eingesetzt werden. Die Geschicklichkeit der daran gewöhnten Gerüstbauer ergibt dabei das erwünschte Minimum an Zeitaufwand. Die naheliegende Frage, ob die nur auf Reibung beruhenden Strebenanschlüsse ausreichen, wird durch deren ausnahmslose



[1]) Vergl. „Der Stahlbau" 1928, Heft 6, S. 66.

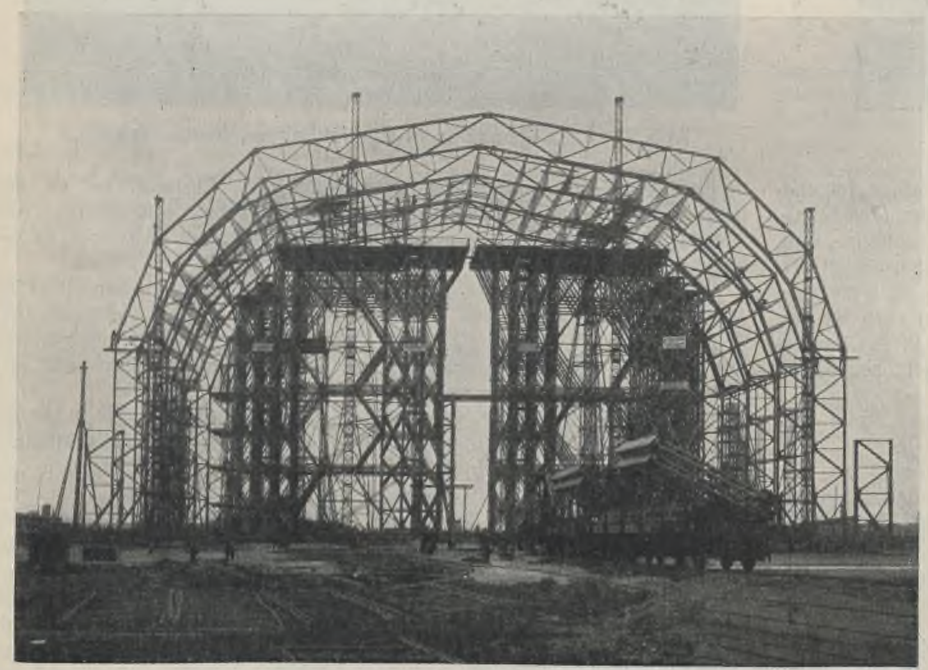


Abb. 4. Luftschiffhalle Ahlhorn.

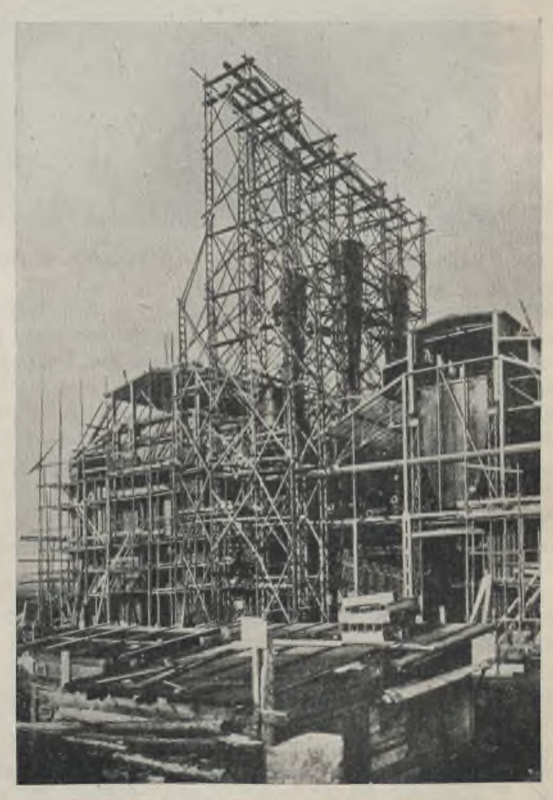


Abb. 7. Elektrizitätswerk Südwest, Berlin.

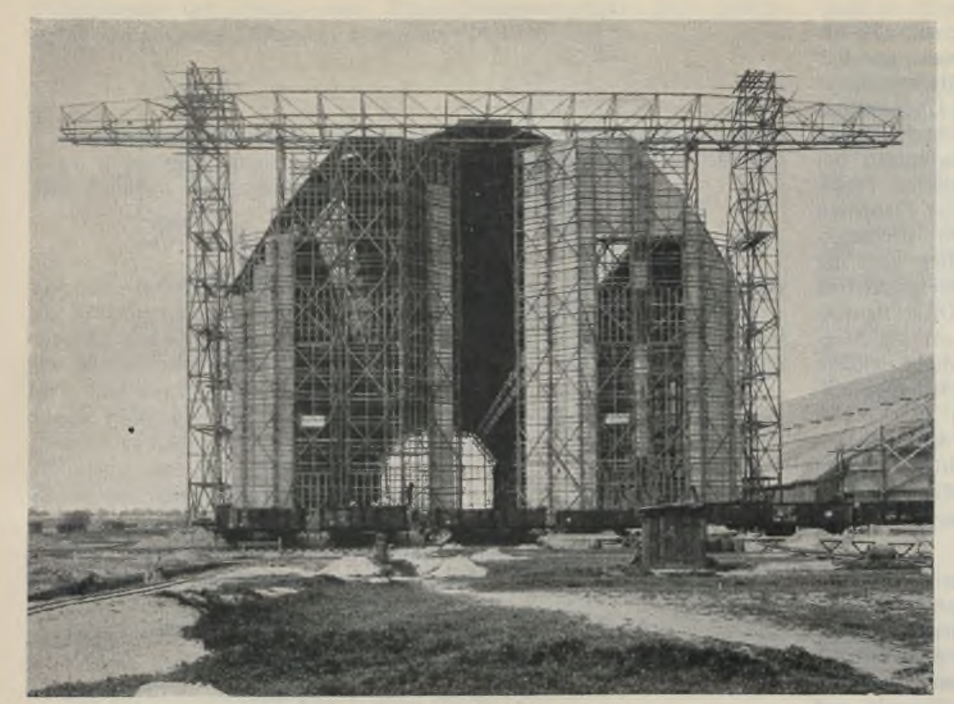


Abb. 5. Luftschiffhalle Staaken.

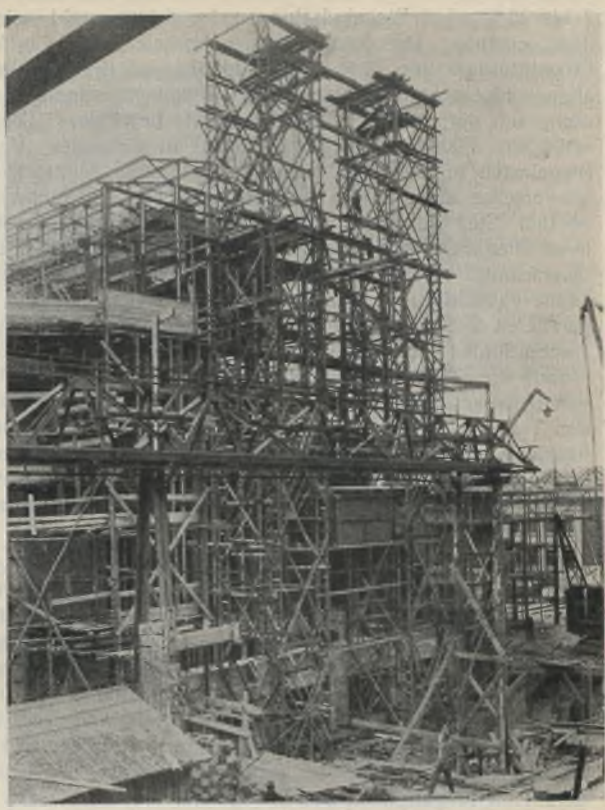


Abb. 8. Städtisches Elektrizitätswerk Am Spreebord, Charlottenburg.

Bewährung in der Praxis beantwortet. Solche Kaminbauten wurden in Berlin und auswärts vorher und später in großer Anzahl in dieser Weise durchgeführt, so z. B. für die Firma Hein, Lehmann & Co. und seit 1908 fortlaufend im In- und Ausland für Babcock & Wilcox.

Ähnlich wie auf der Aufnahme vom Städt. Elektrizitätswerk Charlottenburg, Am Spreebord, (Abb. 8) vom Jahre 1925 wurden auch an anderen Stellen schwere Kessel hoch und seitlich transportiert, so im Jahre 1928 ein Kessel von 16 t Gewicht.

Es bleibt trotz aller Vorsicht nicht aus, daß Teile der Binder oder ähnlich schwere Lasten dabei gelegentlich auch gegen die Standleitern stoßen. Dies ist tatsächlich vorgekommen, doch hat das Leitergerüst diese Stöße dank seiner großen Elastizität ausnahmslos ohne Schaden aufgenommen.

Freilich handelt es sich bei den verwendeten Materialien auch nicht um Durchschnittsware, sondern um sorgfältig ausgewählte Hölzer; im besonderen stammen die Leitern aus den höchsten Teilen des Thüringer Waldes, sind ganz langsam gewachsen und zeigen ausnahmslos ganz enge und gleichmäßige Jahresringe, kaum Unterschiede zwischen Kern und Splint und nur ganz wenig kleine Äste. Bei einer Bruchfestigkeit, die den Durchschnitt weit überschreitet, hat das Holz anscheinend den nämlichen Elastizitätsmodul wie sonstige Hölzer, so daß sich ein bedeutendes Arbeitsvermögen ergibt. Analogien aus dem Stahlbau liegen nahe.

Bei Ausführungen der hier beschriebenen Art ruft der Gerüstbauer im allgemeinen den Statiker zu Hilfe, um seinem aus der Erfahrung stammenden Sicherheitsbegriff auch die zahlenmäßige Kontrolle zu verschaffen. Vorkommende Überlastungen von Einzelteilen haben sich erfahrungsgemäß infolge der netz- und gitterartigen Verstrebung durch Lastabgabe an benachbarte Konstruktionsteile ausgeglichen.

Die Gerüstbauer — insbesondere sei hier die seit mehr als 30 Jahren auf diesem Gebiet tätige Firma Altmann erwähnt, welche alle hier beschriebenen Gerüste ausgeführt hat — haben vielfach Probebelastungen ihrer Rüstungen vorgenommen. Um für die Anwendung der sonst im Bauwesen gebräuchlichen Rechnungsmethoden die Unterlagen zu verschaffen und um den Sicherheitsgrad mit dem sonst üblichen vergleichen zu können, sollen weiterhin planmäßige Vorversuche und auf Grund derselben genau kontrollierte Hauptversuche vorgenommen werden. Für die weitere Verwendung in der Praxis, in der sich diese Leitergerüste bisher ausgezeichnet bewährt haben, kann dies nur förderlich sein.

Alle Rechte vorbehalten.

Verdrehungsfeste, dreiflächige Brückenträger
mit Ausführungsbeispielen an neueren Bauten der Hamburger Hochbahn.

Von Dipl.-Ing. **E. G. Stelling**, Hamburg.

1. Deutung und statisches Verhalten dreiflächiger Brückenträger.

I-, ⊏- und Z-Walzprofile, welche aus drei Flächen, einer Steg- und zwei Flanschflächen in winkelfester Lage zueinander gebildet sind, zeigen sich widerstandsfähig gegen Verbiegen und Verdrehen. Somit müssen sich nach diesem auch Brückenträger als dreiflächige Träger biegungs- und verdrehungsfest bauen lassen. Der Steg hat hierbei als einziger Hauptträger mit den wagerechten Flanschträgern die Verbiegung aus den Brückenlasten aufzunehmen, während die letzteren die Verdrehung des ganzen Bauwerks verhindern müssen und wobei einer der Flanschträger die Brückenbahn zu tragen hat. Es ist hierbei die winkelfeste Lage der Flanschträger zu den Stegträgern durch in gewissen Abständen angeordnete vollwandige Querkonsolen oder Stabaussteifungen Voraussetzung.

Die Hamburger Hochbahn A.-G. hat solche verdrehungsfeste, dreiflächige Brückenträger in Vollwand für die Verlängerung der Bahnsteige der Hochbahn-Haltestelle Mundsburg auf der Ringlinie und in Fachwerk für die Verlängerung der Hochbahn-Haltestelle Süderstraße der Abzweiglinie Hauptbahnhof—Rotenburgsort zur Ausführung gebracht. An beiden Haltestellen schließen sich stählerne Überführungen an, deren Hauptträger ein unbehindertes Übergreifen in 80 cm über Schienenhöhe gestatten. Jedoch waren diese nicht so stark bemessen, daß ohne erhebliche und umfangreiche Verstärkungen ein Tragen der neuen 3,60 m breiten Bahnsteigplatten mit 560 kg/m² Nutzlast durch seitlich an die Hauptträger anzubringende Konsolen möglich gewesen wäre. So mußten die Verlängerungen der Bahnsteige unabhängig von den vorhandenen Überbauten auf neuer Konstruktion ausgeführt werden. Die zu geringen Breiten der vorhandenen Pfeiler führten zur Wahl einstegiger Brückenträger, die mit einem oberen, wagerechten Flanschträger als Träger der Bahnsteigplatte und einem unteren wagerechten Flanschträger verdrehungsfest sind.

Dreiflächige Träger, deren Querschnitte symmetrisch zur Stegebene geformt sind, erleiden unter Biegungsbelastungen in der Stegebene Biegungsbeanspruchungen in Übereinstimmung mit der Navierschen Biegungstheorie. Dreiflächige Träger, deren Querschnitte unsymmetrisch zur Stegebene oder Ebene der stegparallelen Profilschwerachse sind, erleiden unter Biegungsbelastungen in der Stegebene oder Ebene der stegparallelen Profilschwerachse Biegungsspannungen, welche von den Ergebnissen aus der einfachen Biegungsberechnung abweichen. Die Träger zeigen hierbei Verdrehungserscheinungen, welche sich in seitlichen Ausbiegungen der Flanschen auswirken. C. v. Bach hat in seinem Werk „Elastizität und Festigkeitslehre“ als erster auf derartige Verdrehungserscheinungen an ⊏-Walzträgern hingewiesen und an Versuchen, 1889 und 1890 veröffentlicht in der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure, gezeigt, daß Biegelasten in der Stegebene Abweichungen in den Biegungsspannungen von den nach der einfachen Theorie ermittelten Werten um

7 bis 20 %, bei Biegebelastungen im Schwerpunkt solche um 10 bis 34 % ergaben. Daß ferner nur stegparallele Lasten im Abstand von der Stegmittellinie von 11 % der Profilhöhe auf der dem Profilschwerpunkt abgewendeten Seite flanschparallele Biegungsspannungen in Übereinstimmung mit der einfachen Biegungstheorie bewirkten. Die Ursache der in seitlichen Flanschausbiegungen sich auswirkenden Verdrehungen bei Biegelasten in der Stegebene oder in Ebene der stegparallelen Profilschwerachse kann nur in den außermittigen Anschlüssen der Flanschen an den Steg gefunden werden. Denn im flanschparallelen, drehungslosen Biegungszustand liegen die Resultanten der gleichmäßig über die Querschnitte verteilten Biegungsspannungen im Flanschenmittelpunkt und damit exzentrisch zu den außermittigen Steganschlüssen. Diese flanschparallelen Biegungsspannungen bewirken somit in bezug auf die Steganschlußlinien der Flanschen innere Momente, welche durch äußere — auf die Stegebene wirkende — Momente der Trägerbelastungen aufgehoben werden müssen. Somit müssen die Biegelasten des Trägers den Träger außerstegig belasten. Aus denselben Gründen werden dreiflächige, zur flanschparallelen Profilschwerachse unsymmetrische Träger durch Biegelasten in der Ebene der flanschparallelen Profilschwerachse Verdrehungen erleiden, welche sich in stegparallelen Ausbiegungen auswirken müssen.

Aus den Beobachtungen an ⊏-Walzträgern läßt sich demnach folgern, daß jeder vollwandige, dreiflächige Träger beliebigen Querschnitts für jeden drehungslosen, einfachen flansch- oder stegparallelen Biegungszustand eine bestimmte Richtung und einen bestimmten Angriffspunkt der Biegelasten voraussetzt, deren Lage und Richtung von den Querschnittsverhältnissen des Trägers abhängig sind. Der Angriffspunkt und die Lastrichtung, welche einen bestimmten, drehungslosen Biegungszustand im Träger bewirken soll, kann somit auch als Biegepunkt und Biegelastrichtung des jeweilig zu erzielenden einfachen flansch- oder stegparallelen Biegungszustandes bezeichnet werden.

2. Bestimmung von Biegepunkt und Biegelastrichtung.

Nach dem oben Gesagten lassen sich die Formeln zur Feststellung des Biegepunktes und der Biegelastrichtung eines einfachen flansch- und stegparallelen Biegungszustandes für jeden vollwandigen, dreiflächigen Träger beliebigen Querschnitts auf einfache Weise ermitteln.

a) Flanschparalleler Biegungszustand: Für den in Abb. 1 dargestellten Querschnitt eines aus Blechen und Walzprofilen zusammengesetzten vollwandigen Trägers sei der Biegepunkt T' und die Biegelastrichtung eines einfachen flanschparallelen Biegungszustandes $\sigma_s = M_s' \cdot \frac{y}{J_x} \int\limits_{h\,s\,u}^{h\,s\,o}$ als bekannt vorausgesetzt. Hierin bedeuten mit den in Abb. 1 angegebenen Bezeichnungen J_x das Trägheitsmoment des Trägerquerschnitts, bezogen auf die flanschparallele Profilschwerachse $x - x$, und M_s' das stegparallele Biegungsmoment. Würde der Träger unter diesem Biegungszustand in Ebene der flanschparallelen Profilschwerachse der Länge nach in einen oberen und in einen unteren Trägerteil aufgeschnitten gedacht sein, so müßten an jedem losgelösten Teil die Momente der flanschparallelen Biegungsspannungen auf die Schwerachse $x - x$ als Nullinie des vorherrschenden Biegungszustandes und die Stegmittellinie $y' - y'$ als Festlinie des Profils durch Steg- und Flanschbiegungsmomente behoben werden.

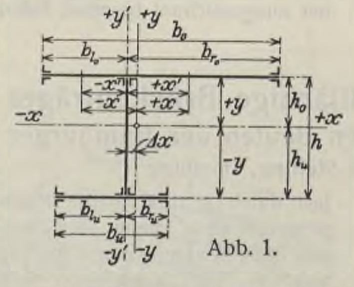


Abb. 1.

Somit folgen für den mit Index o bezw. u bezeichneten oberen bezw. unteren Trägerteil aus den Momentenbeziehungen auf die flanschparallele Profilschwerachse $x - x$ nach Abb. 2:

$$M_{s\,o,u}' = \int\limits_0^{h\,s\,o,u} \sigma_s \, d\,F\,y = M_s' \cdot \frac{1}{J_x} \int\limits_0^{h\,s\,o,u} y^2 \, d\,F,$$

worin das Integral das Trägheitsmoment des oberen bezw. unteren Querschnitteils auf die Profilschwerachse $x - x$ bedeutet, so daß folgen:

das obere Stegmoment: $M_{s\,o}' = M_s' \cdot \frac{J_x^o}{J_x}$,

das untere Stegmoment: $M_{s\,u}' = M_s' \cdot \frac{J_x^u}{J_x}$,

und die Gleichgewichtsbedingung:

$$M_{s\,o}' + M_{s\,u}' = M_s' \cdot \frac{J_x^o + J_x^u}{J_x} = M_s'.$$

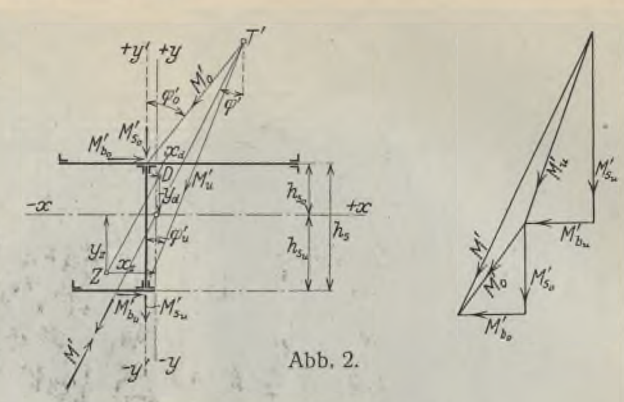


Abb. 2.

In bezug auf die Stegmittellinie $y' - y'$ folgen:

$$M_{b\,o,u}' = \int\limits_0^{h\,s\,o,u} \sigma_s \, d\,F\,x' = M_s' \cdot \frac{1}{J_x} \int\limits_0^{h\,s\,o,u} y \cdot x' \, d\,F,$$

worin das Intregal das Zentrifugalmoment des oberen bezw. unteren Querschnitteils auf die flanschparallele Profilschwerachse $x - x$ und die Stegmittellinie $y' - y'$ ist, so daß folgen:

das obere Flanschmoment: $M_{s\,o}' = M_s' \cdot \frac{J_{xy'}^o}{J_x}$,

das untere Flanschmoment: $M_{s\,u}' = M_s' \cdot \frac{J_{xy'}^u}{J_x}$.

Je nachdem nun die Zentrifugalmomente $J_{xy'}^o$ und $J_{xy'}^u$ in bezug auf das Achsenkreuz der Stegmittellinie und der flanschparallelen Profilschwerachse beide positiv oder eines positiv und eines negativ sind, sind auch die Flanschmomente beide gleich oder einander entgegengesetzt gerichtet.

Diese an jedem oberen bezw. unteren Trägerteil angreifenden Steg- und Flanschmomente lassen sich in ihrer Wirkung in der Steganschlußlinie der Flanschen als Schnittlinie der Wirkungsebenen beider Momente zu je einem resultierenden Moment $M_{o,u}'$ vereinigen, die zusammen mit dem in der Belastungsebene auf den Träger wirkenden Moment M' den flanschparallelen Biegungszustand bewirken müssen. Somit muß der Schnittpunkt der Wirkungsrichtungen dieser beiden Momente $M_{o,u}'$ der Biegepunkt T' sein, in welchem aus diesen Momenten ein dem äußeren Belastungsmoment M' nach Größe und Richtung gleiches Moment entstehen muß. Der Biegepunkt ist demnach gegeben mit den Richtungen $\varphi_{o,u}'$ der Wirkungsebenen der beiden Momente $M_{o,u}'$ gegen die Schnittlinie. Diese sind nach dem Gesetz des Parallelogramms der im Gleichgewicht befindlichen Kräfte und also auch Momente nach Abb. 2 bestimmt mit:

$$\operatorname{tg} \varphi' o = \frac{M_{b\,o}'}{M_{s\,o}'} = \frac{J_{xy'}^o}{J_x^u} \text{ und } \operatorname{tg} \varphi' u = \frac{M_{b\,u}'}{M_{s\,u}'} = \frac{J_{xy'}^u}{J_x^u}.$$

Ebenso ist die Richtung des im Biegepunkt T' vereinigten Schlußmoments M' und damit die Biegelastrichtung gegen die Schnittlinie gegeben mit:

$$\varphi' \text{ aus } \operatorname{tg} \varphi' = \frac{M_{b\,o}' + M_{b\,u}'}{M_{s\,o} + M_{s\,u}} = \frac{J_{xy'}^o + J_{xy'}^u}{J_{x\,o} + J_{x\,u}} = \frac{J_{xy'}}{J_x}.$$

Wird beachtet, daß die Lage der Mittelpunkte der flanschparallelen Druck- und Zugbiegungsspannungen σ_s gegen die flanschparallele Profilschwerachse und Stegmittellinie nach Abb. 2 gegeben ist mit:

$$y_{d,\,z} = \frac{\int\limits_0^{h\,s\,o,u} \sigma_s \, d\,F\,y}{\int\limits_0^{h\,s\,o,u} \sigma_s \, d\,F} = \frac{\int\limits_0^{h\,s\,o,u} y^2 \, d\,F}{\int\limits_0^{h\,s\,o,u} y \, d\,F} \text{ also } y\,d = \frac{J_x^o}{S_x^o} \text{ und } y_z = \frac{J_x^u}{S_x^u}$$

$$x_{d,\,z} = \frac{\int\limits_0^{h\,s\,o,u} \sigma_s \, d\,F\,x'}{\int\limits_0^{h\,s\,o,u} \sigma_s \, d\,F} = \frac{\int\limits_0^{h\,s\,o,u} y\,x' \, d\,F}{\int\limits_0^{h\,s\,o,u} y \, d\,F} \text{ also } x\,d = \frac{J_{xy'}^o}{S_x^o} \text{ und } x_z = \frac{J_{xy'}^u}{S_x^u}$$

und daß die statischen Flächenmomente S_x^o und S_x^u als Flächenmomente auf die Schwerachse $x - x$ einander gleich sind, so folgt die Richtung der Biegelastebene parallel der Richtung der Verbindungsebene der

Mittelpunkte der Druck- und Zugbiegungsspannungen des flanschparallelen Biegungszustandes, denn diese ist nach Abb. 2:

$$\varphi' \text{ aus } \operatorname{tg}\varphi' = \frac{x\,d + x\,z}{y\,d + y\,z} = \frac{J^o_{xy'} + J^u_{xy'}}{J^o_x + J^u_x} = \frac{J_{xy'}}{J_x}.$$

b) stegparalleler Biegungszustand: In gleicher Weise lassen sich die Lage des Biegungspunktes T'' und der Richtung der Biegelast für den stegparallelen Biegungszustand

$$\sigma_b = M_b'' \cdot \frac{x}{Jy}\int_{b\,l\,o,u}^{b\,r\,o,u}$$

ableiten, welche für den in Abb. 1 dargestellten Querschnitt ebenfalls als bekannt vorausgesetzt seien. Es bedeuten hierbei Jy das Trägheitsmoment des Querschnitts auf die stegparallele Profilschwerachse, welche die Nullinie des flanschparallelen Biegungsmomentes M_b' bildet. Wird auch hier der Träger in Ebene der flanschparallelen Profilschwerachse der Länge nach in einen oberen und einen unteren Querschnittsteil getrennt gedacht, so folgen unter dem stegparallelen Biegungszustand aus den Beziehungen der Spannungsmomente auf die Stegmittelachse $y—y'$ die Flanschmomente:

$$M''_{b\,o,u} = \int_0^{b\,l\,o,u} \sigma\,dF(x+\Delta x) + \int_0^{b\,r\,o,u}\sigma_b\,dF(x-\Delta x) = M''_b\cdot\frac{1}{Jy}\int_{b\,l\,o,u}^{b\,r\,o,u} y^2\,dF$$

und da das Integral das Trägheitsmoment des oberen bezw. unteren Trägerquerschnitts auf die stegparallele Profilschwerachse $y—y$ bedeuten, so folgen:

das obere Flanschmoment: $M''_{bo} = M''_b \cdot \frac{J^o_y}{J_y}$,

das untere Flanschmoment: $M''_{bu} = M''_b \cdot \frac{J^u_y}{J_y}$,

die Gleichgewichtsbedingung: $M''_{bo} + M''_{bu} = M'_b \cdot \frac{J^o_y + J^u_y}{J_y} = M''_b$.

In bezug auf die flanschparallele Profilschwerachse folgen die Stegmomente:

$$M''_{s\,o,u} = \int_{bl\,o,u}^{br\,o,u}\sigma_b\,dF\,y = M''_b\cdot\frac{1}{J_y}\left[\int_0^{b\,l\,o,u} y(x+\Delta x)\,dF - \int_0^{b\,r\,o,u} y(x-\Delta x)\,dF\right]$$

$$= M''_b\cdot\frac{1}{J_y}\int_{b\,l\,o,u}^{b\,r\,o,u} x'\,y\,dF,$$ also folgen

das obere Stegmoment: $M''_{so} = M''_b \cdot \frac{J^o_{xy'}}{J_y}$,

das untere Stegmoment: $M''_{su} = M''_b \cdot \frac{J^u_{xy'}}{J_y}$.

Auch hier sind die Richtungen der beiden Stegmomente von dem Vorzeichenwert der Zentrifugalmomente $J^{o,u}_{xy'}$ auf die Stegmittellinie und flanschparallele Profilschwerachse abhängig.

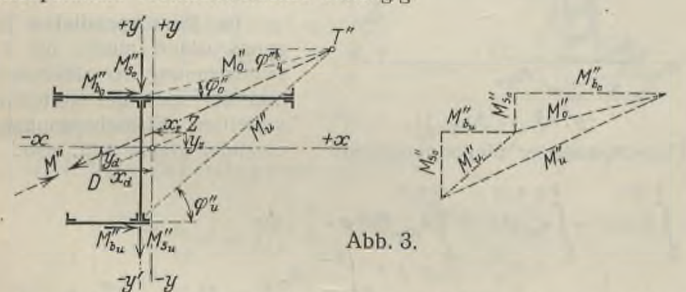


Abb. 3.

Die Flansch- und Stegmomente lassen sich auch hier nach Abb. 3 in den Steganschlußlinien der Flanschen zu resultierenden Momenten $M''_{o,u}$ vereinigen, welche gegen die Flanschebene gerichtet sind unter:

$$\varphi''_o \text{ aus } \operatorname{tg}\varphi''_o = \frac{M''_{so}}{M''_{bo}} = \frac{J^o_{xy'}}{J^o_y}$$

$$\varphi''_u \text{ aus } \operatorname{tg}\varphi''_u = \frac{M''_{su}}{M''_{bu}} = \frac{J^u_{xy'}}{J^u_y}.$$

Der Biegepunkt T'' des stegparallelen Biegezustandes als Schnittpunkt der Richtungen der Wirkungsebenen dieser beiden Momente ist damit der Lage nach festgelegt, und ebenfalls die Biegelastrichtung als Wirkungsrichtung des aus diesen Momenten im Biegepunkt vereinigten Moments M'' nach dem Momentenpolygon der Abb. 3 gegen die flanschparallele Profilschwerachse durch:

$$\operatorname{tg}\varphi'' = \frac{M''_{so}+M''_{su}}{M''_{bo}+M''_{bu}} = \frac{J^o_{xy'}+J^u_{xy'}}{J^o_y+J^u_y} = \frac{J_{xy'}}{J_y}.$$

Auch in diesem Falle läßt sich nun ebenfalls wie beim flanschparallelen Biegungszustand die Richtung der Biegelastebene als Parallele der Verbindungsebene der Mittelpunkte der Druck- und Zugbiegungsspannungen des stegparallelen Biegungszustandes ermitteln, indem hier, wie in Abb. 3 angedeutet, deren Richtung gegen die flanschparallele Profilschwerachse gegeben ist mit:

$$\varphi'' \text{ aus } \operatorname{tg}\varphi'' = \frac{J_d + J_z}{x_d + x_z} = \frac{J^o_{xy'} + J^u_{xy'}}{J^o_y + J^u_y} = \frac{J_{xy'}}{J_y}.$$

c) Hauptbiegepunkt: Indem wie bisher die Querschnittsprofile vollwandiger, dreiflächiger Träger auf ein rechtwinkliges Achsenkreuz mit der Stegmittellinie als $y'—y'$- und der flanschparallelen Profilschwerachse als $x—x$-Achse bezogen werden, zeigen sich die Lage der Biegepunkte und die Richtung der Biegelasten für flansch- und stegparallelen Biegungszustand durch die Werte der Winkel φ', o, u und φ'', o, u im wesentlichen abhängig von den positiven und negativen oder Null-Werten der Zentrifugalmomente der Querschnitte auf dieses Achsenkreuz. Wird nun bezeichnet:

im flanschparallelen Biegezustand:
- die Lage des Biegepunktes T' mit ○
- die Richtung der Biegelast P' mit →

im stegparallelen Biegungszustand:
- die Lage des Biegepunktes T'' mit ●
- die Richtung der Biegelast P'' mit - - →

so ermitteln sich für einige charakteristische Profile von dreiflächigen, vollwandigen Trägern die Lage und Richtung der Biegepunkte und Biegelasten wie folgt:

1. für das achsensymmetrische I-Profil (Abb. 4):

$J^o_x = \frac{1}{2}\cdot J_x$	$\operatorname{tg}\varphi_o' = \frac{J^o_{xy'}}{J^o_x} = \operatorname{tg}\varphi_u' = \frac{J^u_{xy'}}{J^u_x} = 0$
$J^u_x = \frac{1}{2}\cdot J_x$	$\operatorname{tg}\varphi' = \frac{J^x_{xy'}}{J_x} = 0$
$J^o_y = \frac{1}{2}\cdot J_y$	$\operatorname{tg}\varphi''_o = \frac{J^o_{xy'}}{J^o_y} = \operatorname{tg}\varphi''_u = \frac{J^u_{xy'}}{J^u_y} = 0$
$J^u_y = \frac{1}{2}\cdot J_y$	$\operatorname{tg}\varphi'' = \frac{J_{xy'}}{J_y} = 0$
$J^o_{xy'} = J^u_{xy'} = J_{xy} = 0$	

Abb. 4. Abb. 5. Abb. 6.

2. für das ⊏-Profil mit gleichen Flanschen (Abb. 5):

$J^o_x = \frac{1}{2}\cdot J_x$	$\operatorname{tg}\varphi_o' = \frac{J^o_{xy'}}{J^o_x} = -\operatorname{tg}\varphi_u' = \frac{J^u_{xy'}}{J^u_x}$
$J^u_x = \frac{1}{2}\cdot J_x$	$\operatorname{tg}\varphi' = 0$
$J^o_y = \frac{1}{2}\cdot J_y$	$\operatorname{tg}\varphi''_o = \frac{J^o_{xy'}}{J^o_y} = -\operatorname{tg}\varphi''_u = \frac{J^u_{xy'}}{J^u_y}$
$J^u_y = \frac{1}{2}\cdot J_y$	$\operatorname{tg}\varphi'' = 0$
$J^o_{xy'} = -J^u_{xy'}$	
$J_{xy'} = 0$	

3. für das Z-Profil mit gleichen Flanschen (Abb. 6):

$J^o_x = \frac{1}{2}\cdot J_x$	$\operatorname{tg}\varphi_o' = \frac{J^o_{xy'}}{J^o_x} = +\operatorname{tg}\varphi_u' = \frac{J^u_{xy'}}{J^u_x}$
$J^u_x = \frac{1}{2}\cdot J_x$	$\operatorname{tg}\varphi' = \frac{J_{xy'}}{J_x}$
$J^o_y = \frac{1}{2}\cdot J_y$	$\operatorname{tg}\varphi''_o = \frac{J^o_{xy'}}{J^o_y} = +\operatorname{tg}\varphi''_u = \frac{J^u_{xy'}}{J^u_y}$
$J^u_y = \frac{1}{2}\cdot J_y$	$\operatorname{tg}\varphi'' = \frac{J_{xy'}}{J_y}$
$J^o_{xy'} = J^u_{xy'} = \frac{1}{2}\cdot J_{xy'}$	

4. für das Profil mit symmetrischem Ober- und einseitigem Unterflansch (Abb. 7):

$J_x^o + J_x^u$	$\operatorname{tg} \varphi_o' = \frac{J^o_{xy'}}{J^o_x} = 0, \quad \operatorname{tg} \varphi_u' = \frac{J^u_{xy'}}{J^u_x} = -$
$J_y^o + J_y^u$	$\operatorname{tg} \varphi' = \frac{J_{xy'}}{J_x}$
$J^o_{xy} = 0$	$\operatorname{tg} \varphi_o'' = \frac{J^o_{xy'}}{J^o_y} = 0, \quad \operatorname{tg} \varphi_u'' = \frac{J^u_{xy'}}{J''_y}$
$J^u_{xy'} = J_{xy'} = -$	$\operatorname{tg} \varphi'' = \frac{J_{xy'}}{J_y}$

Abb. 7. Abb. 8.

Für den Querschnitt des Mundsburger dreiflächigen Brückenträgers zeigt die Zahlenrechnung folgendes Ergebnis (Abb. 8):

$J^o_x = 1\,785\,000$ cm⁴	$J^o_y = 3\,978\,000$ cm⁴	$J^o_{xy'} = +\ 972\,000$ cm⁴
$J^u_x = 3\,021\,000$ „	$J^u_y = 800\,000$ „	$J^u_{xy'} = +\ 973\,000$ „
$J_x = 4\,806\,000$ cm⁴	$J_y = 4\,778\,000$ cm⁴	$J_{xy'} = +\ 1\,945\,000$ cm⁴

Somit gelten für den flanschparallelen Biegungszustand:

$$\operatorname{tg} \varphi_o' = \frac{J^o_{xy'}}{J^o_x} = + \frac{972\,000}{1\,785\,000} = + 0{,}54$$

$$\operatorname{tg} \varphi_u' = \frac{J^u_{xy'}}{J^u_x} = + \frac{973\,000}{3\,021\,000} = + 0{,}32$$

$$\operatorname{tg} \varphi' = \frac{J_{xy'}}{J_x} = + \frac{1\,947\,000}{4\,806\,000} = + 0{,}41$$

und für den stegparallelen Biegungszustand:

$$\operatorname{tg} \varphi_o'' = \frac{J^o_{xy'}}{J^o_y} = + \frac{972\,000}{3\,978\,000} = + 0{,}25$$

$$\operatorname{tg} \varphi_u'' = \frac{J^u_{xy'}}{J^u_y} = + \frac{973\,000}{800\,000} = + 1{,}22$$

$$\operatorname{tg} \varphi'' = \frac{J_{xy'}}{J_y} = + \frac{1\,947\,000}{4\,778\,000} = + 0{,}41$$

Das Ergebnis dieser Werte, in Abb. 9 aufgetragen, ergibt die Lage der Biegepunkte und der Biegelastrichtungen für flansch- und stegparallelen Biegungszustand.

Diese Beispiele zeigen, daß für jeden flansch- und stegparallelen Biegungszustand je ein Biegepunkt und je eine Biegelastrichtung Bedingung ist, daß aber der Schnittpunkt beider Biegelastrichtungen den von den Biegelastrichtungen unabhängigen Hauptbiegepunkt T für gleichzeitiges Auftreten flansch- und stegparalleler Biegungszustände bildet. Denn in diesem Punkt läßt sich jeder Lastangriff in die Richtungen der Biegelasten für flansch- und stegparallelen Biegungszustand eindeutig zerlegen. Mit der Kenntnis der Lage des Hauptbiegepunktes ist somit auch für jeden beliebigen Biegelastangriff deren Momentenwirkung auf den Träger eindeutig festgelegt. Es ist z. B. für den Mundsburger dreiflächigen Träger bei stegparalleler Belastung P_s im Abstand t von dem Hauptbiegepunkt T das Biegungsmoment:

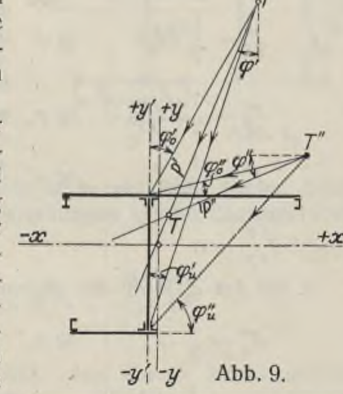


Abb. 9.

$$M = M' + M'' + M_t,$$

worin nach Zerlegung in die beiden Biegelastrichtungen nach Abb. 10 ist:

$$M' = M \cdot \frac{\sin \varphi''}{\sin(\varphi'' - \varphi')}$$

$$M'' = M \cdot \frac{\sin \varphi'}{\sin(\varphi'' - \varphi')}$$

und $M_o = P\,t$,

Abb. 10. so daß die Spannungen im Träger betragen:

$$\sigma_s = M \cdot \frac{\sin \varphi''}{\sin(\varphi'' - \varphi)} \cdot \frac{y}{J_x} + M \cdot \frac{\sin \varphi'}{\sin(\varphi'' - \varphi')} \cdot \frac{x}{J_y} + \sigma_d$$

worin σ_d die Normalspannungen aus der Verdrehung bedeuten, deren rechnerischer Nachweis noch zu führen ist.

Zu denselben Ergebnissen der Bestimmung der Lage der Biegepunkte und der Richtung der Biegelasten in Abhängigkeit von den Querschnittsverhältnissen führen die Untersuchungen von C. Weber, „Biegung und Schub in geraden Balken"[1]), von Mailart, „Zur Frage der Biegung"[2]), und Eggenschwyler, „Über die Festigkeitsberechnung von Schiebetoren und ähnlichen Bauwerken"[3]). Zu diesen Untersuchungen sind die Biegepunkte als Querkraftsmittelpunkte aus den Schubspannungen des jeweils vorherrschenden flansch- oder stegparallelen Biegezustandes abgeleitet worden. Eine Beziehung zwischen diesen und den hier aufgestellten Ableitungen aus den inneren Spannungsmomenten ist gegeben mit Einsetzung des Differentials $\frac{dM}{ds}$ aus den Momenten, welche ja die Quer- und Schubkräfte aus den vorherrschenden Spannungsmomenten bedeuten.

3. Einfluß breiter Flanschen und hoher Stege auf die Spannungsverteilung, die Lage und Richtung der Biegepunkte und Biegelasten.

Die Bestimmung der Biegepunkte und Biegelastrichtungen sind unter Annahme der gleichmäßig verteilten flansch- und stegparallelen Spannungen dieser Biegezustände ermittelt. Eggenschwyler weist in seiner bereits erwähnten Schrift „Über die Festigkeitsberechnung von Schiebetoren und ähnlichen Bauwerken" jedoch nach, daß in breiten Flanschen und Stegen infolge der mit zunehmenden Querschnittsbreiten sich mehr auswirkenden Querkontraktion diese Spannungen nach den Rändern zu in Form der Kettenlinie $\sigma_m = \sigma_{m_r} \operatorname{Cof} c \cdot \frac{y'}{l}$ abnehmen. Hierin bedeuten σ_m die Normalspannungen im Abstand y' vom Querschnittsrand, σ_{m_r} die Randbiegungsspannungen und c eine vom Trägermaterial abhängige Konstante, welche nach Eggenschwyler für Stahl $\frac{16\,G}{E} = 6{,}45$ beträgt. Unter Beibehaltung der geradlinigen Verteilung der Biegungsspannungen nach Hooke würden in Verbindung mit dem obigen Gesetze im Mundsburger dreiflächigen Vollwandträger die Spannungen flanschparallelen Biegungszustandes wie in Abb. 11 sich darstellen lassen.

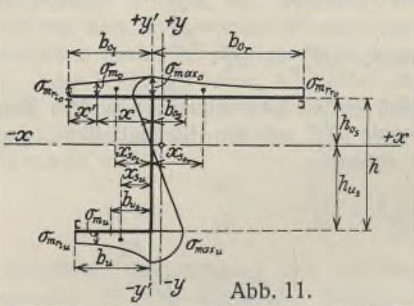


Abb. 11.
Flanschparalleler Biegungszustand.

Im flanschparallelen Biegungszustand müßte die Gesamtspannung der gleichmäßig und der nach der Kettenlinie verteilten Flanschspannungen einander gleich sein, also:

$$\int_0^{b\,o,u} \sigma_s\,dx = \int_0^{b\,o,u} \sigma_m\,dx = \int_0^{b\,o,u} \sigma_{m_r} \operatorname{Cof} c \cdot \frac{x}{l} \cdot dx$$

$$= \sigma_{m_r} \cdot \frac{l}{c} \cdot \operatorname{Sin} c \cdot \frac{b_{o,u}}{l} = M_s' \cdot \frac{h_{s\,o,u}}{J_x} \cdot b_{o,u}$$

und hieraus weiter:

$$\sigma_m = M_s' \cdot \frac{h_{s\,o,u}}{J_x} \cdot \frac{c\,b_{o,u}}{l} \cdot \frac{1}{\operatorname{Sin} c \cdot \frac{b_{o,u}}{l}}$$

$$\sigma_{m_r} = M_s' \cdot \frac{h_{s\,o,u}}{J_x} \cdot \frac{c\,b_{o,u}}{l} \cdot \frac{\operatorname{Cof} c \cdot \frac{x'}{l}}{\operatorname{Sin} c \cdot \frac{b_{o,u}}{l}}$$

$$\sigma_{\max} = M_s' \cdot \frac{h_{s\,o,u}}{l} \cdot \frac{c\,b_{o,u}}{l} \cdot \frac{\operatorname{Cof} c \cdot \frac{b_{o,u}}{l}}{\operatorname{Sin} c \cdot \frac{b_{o,u}}{l}}.$$

---

[1]) Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik 1924.
[2]) Schweizer Bauzeitung 1921.
[3]) Verlag H. A. Ludwig Degener, Leipzig 1921.

Die Lage der Spannungsmittelkraft von der Stegmittellinie ist gegeben mit:

$$x_{s_{o,u}} = b_{o,u} - \frac{\int_0^{b_{o,u}} \sigma_m x'\,dx'}{\int_0^{b_{o,u}} \sigma_m\,dx'} = b_{o,u} - \frac{\int_0^{b_{o,u}} \sigma_{m_r} x'\,\mathfrak{Cof}\,c\cdot\frac{x'}{l}\cdot dx'}{\int_0^{b_{o,u}} \sigma_{m_r}\,\mathfrak{Cof}\,c\cdot\frac{x'}{l}\cdot dx'},$$

also

$$x_{s\,o,u} = \frac{l}{c}\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\,c\cdot\frac{b_{o,u}}{l}-1}{\mathfrak{Sin}\,c\cdot\frac{b_{o,u}}{l}}.$$

Mit der Verschiebung der Spannungsverteilung müssen sich auch die Zentrifugalmomente und Trägheitsmomente in ihrer Wirkung auf die Bestimmung der Lage des Biegepunktes T' und die Biegelastrichtung M' ändern. Es ist hier einzusetzen als wirksames Zentrifugalmoment:

$$J^w_{xy'\,o,u} = F_{o,u}\,h_{s\,o,u}\cdot\frac{l}{c}\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\,c\cdot\frac{b_{o,u}}{l}-1}{\mathfrak{Sin}\,c\cdot\frac{b_{o,u}}{l}}$$

$$= F_{o,u}\,h_{s\,o,u}\,b_{s\,o,u}\cdot\frac{l}{c\,b_{s\,o,u}}\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\,c\cdot\frac{b_{o,u}}{l}-1}{\mathfrak{Sin}\,c\cdot\frac{b_{o,u}}{l}}$$

und hieraus

$$J^w_{xy'\,o,u} = J^{o,u}_{xy'}\cdot\frac{l}{c\,b_{s\,o,u}}\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\,c\cdot\frac{b_{o,u}}{l}-1}{\mathfrak{Sin}\,c\cdot\frac{b_{o,u}}{l}};$$

als wirksames Trägheitsmoment:
entsprechend den veränderten Spannungswerten:

$$\sigma_{max} = M_s'\cdot\frac{h_{s\,o,u}}{J_x^w}\cdot\frac{J_{x\,\text{steg}}}{J_x} + M_s'\cdot\frac{h_{s\,o,u}}{J_x^w}\cdot\frac{J_{x\,\text{flansch}}}{J_x}$$

$$= M_s'\cdot\frac{h_{s\,o,u}}{J_x}\cdot\frac{b_{o,u}}{c\,l}\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\,c\cdot\frac{b_{o,u}}{l}}{\mathfrak{Sin}\,c\cdot\frac{b_{o,u}}{l}}$$

$$J_x^w = J_x\cdot\frac{l}{c\,b_{o,u}}\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\,c\cdot\frac{b_{o,u}}{l}}{\mathfrak{Cof}\,c\cdot\frac{b_{o,u}}{l}}.$$

Die nach Abb. 12 dargestellten veränderlichen Spannungswerte des stegparallelen Biegungszustandes ergeben mit:

$$\sigma_{max} = M_b''\cdot\frac{b^{o,u}_{l,r}}{J_y}\cdot\frac{c\,h_{s\,o,u}}{l}\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\,c\cdot\frac{h_{s\,o,u}}{l}}{\mathfrak{Sin}\,c\cdot\frac{h_{s\,o,u}}{l}},$$

das wirksame Trägheitsmoment:

$$J^w_{y\,o,u} = J^{o,u}_y\cdot\frac{l}{c\,h_{s\,o,u}}\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\,c\cdot\frac{h_{s\,o,u}}{l}}{\mathfrak{Cof}\,c\cdot\frac{h_{s\,o,u}}{l}},$$

das wirksame Zentrifugalmoment:

$$J^w_{xy'\,o,u} = J^{o,u}_{xy'}\cdot\frac{l}{c\,h_{s\,o,u}}\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\,c\cdot\frac{h_{s\,o,u}}{l}}{\mathfrak{Cof}\,c\cdot\frac{h_{s\,o,u}}{l}}.$$

Im stegparallelen Biegungszustand bleibt die Lage des Biegepunktes und die Richtung der Biegelast in den beiden Achsen der Spannungsverteilung nach der Geraden und nach der Kettenlinie dieselbe. Denn die Reduktionswerte für $J^{w,o,u}_{xy'}$ und $J^{w,o,u}_{y}$ sind die gleichen, womit die Lage und Richtung der die Biegelast bestimmenden Werte $\frac{J^w_{xy'}}{J^u_y}$ und $\frac{J_{xy'}}{J_y}$ ebenfalls als einander gleich folgen.

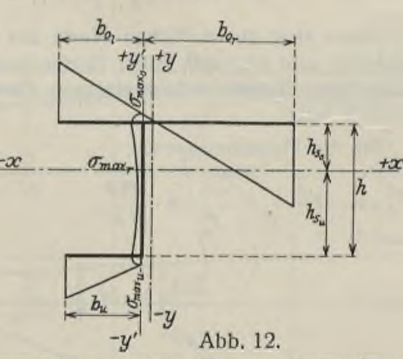


Abb. 12.
Stegparalleler Biegungszustand.

Im flanschparallelen Biegungszustand bleibt jedoch die Lage und Richtung bei Spannungsverteilung nach der Kettenlinie mit den verschiedenen Reduktionswerten für $J^{w,o,u}_{xy'}$ und $J'^{o,u}_{x}$ nicht unbeeinflußt. Es sei dieser Einfluß am Mundsburger dreiflächigen Brückenträger mit seinem hohen Steg, dem breiten oberen und dem schmalen unteren Flansch rechnerisch wie folgt nachgewiesen.

Für den Träger über der Mittelöffnung von $l = 1385$ cm Stützweite ist für den unteren Flansch mit $b_u = 110$ cm, $b_{su} = 58{,}3$ cm der Reduktionswert des Zentrifugalmoments:

$$\frac{l}{c\,b_{o,u}}\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\,c\cdot\frac{b_u}{l}-1}{\mathfrak{Sin}\,c\cdot\frac{b_u}{l}} = \frac{1385}{6{,}45\cdot 58{,}3}\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\,6{,}45\cdot\frac{110}{1385}-1}{\mathfrak{Sin}\,6{,}45\cdot\frac{110}{1385}} = 0{,}93,$$

der Reduktionswert des Trägheitsmoments:

$$\frac{l}{c\,b_u}\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\,c\cdot\frac{b_u}{l}}{\mathfrak{Cof}\,c\cdot\frac{b_u}{l}} = \frac{1385}{6{,}45\cdot 58{,}3}\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\,6{,}45\cdot\frac{110}{1385}}{\mathfrak{Cof}\,6{,}45\cdot\frac{110}{1385}} = 0{,}91,$$

$$\text{folglich:}\quad \frac{J^w_{xy'}}{J^w_x} = \frac{J_{xy'}}{J_x}\cdot\frac{0{,}93}{0{,}91} = \frac{J_{xy'}}{J_x}\cdot 1{,}02 = \sim\frac{J_{xy'}}{J_x}$$

und für den oberen Flansch mit $b_{ol} = 115$ cm, $b_{or} = 198$ cm ist mit

$$x_{s_{or}} = \frac{l}{c}\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\,c\cdot\frac{b_{or}}{l}-1}{\mathfrak{Sin}\,c\cdot\frac{b_{or}}{l}} = \frac{1385}{6{,}45}\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\,6{,}45\cdot\frac{198}{1385}-1}{\mathfrak{Sin}\,6{,}45\cdot\frac{198}{1385}} = 93{,}5\text{ cm},$$

und mit

$$x_{s_{ol}} = \frac{l}{c}\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\,c\cdot\frac{b_{ol}}{l}-1}{\mathfrak{Sin}\,c\cdot\frac{b_{ol}}{l}} = \frac{1385}{6{,}45}\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\,6{,}45\cdot\frac{115}{1385}-1}{\mathfrak{Sin}\,6{,}45\cdot\frac{115}{1385}} = 56{,}0\text{ cm},$$

also mit $y_s = 93{,}5 - 56 = 37{,}5$ cm gegen 41,5 cm bei geradliniger Spannungsverteilung, der Reduktionswert des Zentrifugalmoments: $\frac{y_s}{b_{so}} = \frac{37{,}5}{41{,}5} = 0{,}91$ und der Reduktionswert des Trägheitsmoments für den rechten Flanschteil:

$$\frac{l}{c\,b_{or}}\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\,c\cdot\frac{b_{or}}{l}}{\mathfrak{Cof}\,c\cdot\frac{b_{or}}{l}} = \frac{1385}{6{,}45\cdot 198}\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\,6{,}45\cdot\frac{198}{1385}}{\mathfrak{Cof}\,6{,}45\cdot\frac{198}{1385}} = 0{,}79,$$

für den linken Flanschteil:

$$\frac{l}{c\,b_{ol}}\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\,c\cdot\frac{b_{ol}}{l}}{\mathfrak{Cof}\,c\cdot\frac{b_{ol}}{l}} = \frac{1385}{6{,}45\cdot 115}\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\,6{,}45\cdot\frac{115}{1385}}{\mathfrak{Cof}\,6{,}45\cdot\frac{115}{1385}} = 0{,}91$$

und für den ganzen Flansch annähernd gleich $\frac{0{,}91 + 0{,}79}{2} = 0{,}85.$

Folglich ist:

$$\frac{J^w_{xy'}}{J^w_x} = \frac{J_{xy'}}{J_x}\cdot\frac{0{,}91}{0{,}85} = \frac{J_{xy'}}{J_x}\cdot 1{,}07 = \sim\frac{J_{xy'}}{J_x}.$$

Der Einfluß der Spannungsverteilung nach der Kettenlinie auf die bei geradliniger Spannungsverteilung ermittelte Lage des Biegepunktes und die Richtung der Biegelast ist für den Mundsburger Träger als unbedeutend nachgewiesen und ist somit auch in der Trägeruntersuchung vernachlässigt. Immerhin können bei Querschnittsformen wie z. B. ⊏ und Z mit recht breiten einseitigen Flanschen diese Einflüsse aus der kettenförmigen Spannungsverteilung nicht ohne Bedeutung bleiben, so daß zweckmäßig von Fall zu Fall der Wert dieser Einflüsse zu untersuchen wäre.

4. Ermittlung der Verdrehungsbeanspruchungen.

Es sind also noch die Verdrehungs-Beanspruchungen σ_d des dreiflächigen Trägers zu ermitteln. In „Der Bauingenieur“ 1925 hat L. Föppl-München in seiner Abhandlung „Beanspruchung eines ⊏-Trägers auf Biegung und Verdrehung“ den Weg zum rechnerischen Nachweis der Verdrehungs-Beanspruchungen dreiflächiger Träger mit gleichen Flanschen gezeigt. Die Anwendung dieser Untersuchung auf den dreiflächigen Träger mit ungleichen Flanschen, wie ihn der Mundsburger Träger darstellt, und bei unsymmetrischen Belastungszuständen bedingt eine geringe Umwandlung der Föpplschen Formeln.

Bei dem in Abb. 13 dargestellten, auf zwei Stützen gelagerten und hier gegen Verdrehen gesicherten dreiflächigen Träger vom Querschnitt des Mundsburger Trägers bewirkt die Last P im Abstande t vom Hauptbiegepunkt T und in der Entfernung $x = a$ und $x = b$ von den Auflagern A und B äußere Verdrehungsmomente, und zwar entsprechend den Belastungsquerkräften

für den Abschnitt

$$x = 0 - a \text{ von konstantem Wert } M_{ta} = + P \frac{b}{l} x,$$

für den Abschnitt

$$x = 0 - b \text{ von konstantem Wert } M_{tb} = - P \frac{a}{l} x.$$

Diese äußeren Verdrehungsmomente sind durch die Biegungssteifigkeit der Flanschen und die Verdrehungssteifigkeit des Trägers aus Schubmodul G des Trägermaterials und dem Föpplschen Drillingsträgheitsmoment J_δ des Profils auszudrücken. Bezeichnen Q_b die Flanschquerkräfte aus den durch die äußere Verdrehung bewirkten Flanschbiegungsmomenten M_b, δ die elastische gegenseitige Verdrehung benachbarter Querschnitte, so besteht nach Abb. 14 mit dem äußeren Verdrehungsmoment M_t die Beziehung $M_t = - G J_d \cdot \frac{d\delta}{dx} - Q_b \cdot h$, und zwar in beiden Ausdrücken das Vorzeichen —, da δ mit zunehmendem x wächst, und die Querkräfte Q_b als Widerstand dem äußeren Verdrehungsmoment entgegenwirken. Bezeichnen y_o und y_u die elastischen Flanschausbiegungen entsprechend den Trägheitsmomenten J_y^o und J_y^u auf die stegparallele Schwerachse, so bestehen für die Flanschbiegungsmomente M_b die bekannten Elastizitätsgleichungen

$$M_b = - E J_y^o \cdot \frac{d^2 y_o}{dx^2} = - E J_y^u \cdot \frac{d^2 y_u}{dx^2}.$$

Somit folgt hieraus:

$$dy_o : dy_u = J_y^u : J_y^o \text{ oder } dy_o = \frac{J_y^u}{J_y^o + J_y^u} (dy_o + dy_u)$$

$$\text{und } dy_u = \frac{J_y^o}{J_y^o + J_y^u} (dy_o + dy_u).$$

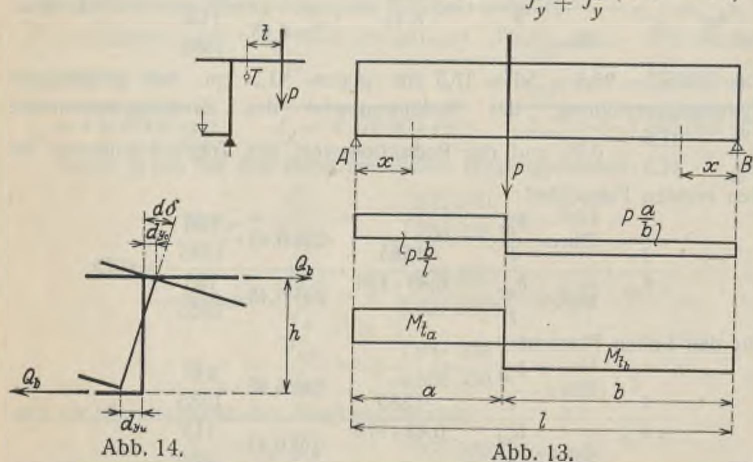


Abb. 14. Abb. 13.

Bei Vernachlässigung der von A. Senft (Über die Beanspruchung von I-Trägern durch Drehmomente[1]) als unbedeutend nachgewiesenen elastischen Verbiegung des Stegbleches können die elastischen Verdrehungen bei Belastung innerhalb der Elastizitätsgrenze als geradlinig angenommen werden, so daß nach Abb. 14 folgt: $dy_o + dy_u = h\, d\delta$ und hieraus:

$$dy_o = \frac{J_y^u}{J_y^o + J_y^u} h\, d\delta \text{ und } dy_u = \frac{J_y^o}{J_y^o + J_y^u} h\, d\delta.$$

Und so wird für die Flanschbiegungsmomente der Ausdruck:

$$M_b = - E \frac{J_y^o \cdot J_y^u}{J_y^o + J_y^u} h \frac{d^2\delta}{dx^2}$$

und für die Flanschquerkräfte mit $Q_b = \frac{d M_b}{dx}$ der Ausdruck:

$$Q_b = - E \frac{J_y^o \cdot J_y^u}{J_y^o + J_y^u} h^2 \frac{d^3\delta}{dx^3}$$

gewonnen. Diese Ausdrücke in die Gleichung der äußeren Verdrehungsmomente M_t eingesetzt, gibt die elastische Grundgleichung der Verdrehung dreiflächiger Träger mit ungleichen Flanschen zu:

$$M_t = - G J_d \frac{d\delta}{dx} + E \frac{J_y^o \cdot J_y^u}{J_y^o + J_y^u} h^2 \frac{d^3\delta}{dx^3}.$$

Wird zur Abkürzung die Verdrehungssteifigkeit $G J_d = \mathfrak{C}$ die von den Querschnittsabmessungen abhängige Trägerkonstante

$$h \sqrt{\frac{E}{\mathfrak{C}} \cdot \frac{J_y^o \cdot J_y^u}{J_y^o + J_y^u}} = \alpha$$

gesetzt, so geht die obige Grundgleichung in die Föpplsche Form über, so daß wird

$$\frac{d\delta}{dx} - \alpha^2 \frac{d^3\delta}{dx^3} = - M_t \frac{1}{\mathfrak{C}}.$$

Die allgemeine Lösung dieser Gundgleichung für den Träger der Abb. 13 besteht aus zwei Teilen, und zwar für den Balkenteil:

$x = o - a$ mit:

$$\vartheta_a = A_o + A_1 e^{\frac{x}{\alpha}} + A_2 e^{-\frac{x}{\alpha}} - \frac{M_t}{\mathfrak{C}} \cdot \frac{b}{l} x$$

$$\frac{d\vartheta_\alpha}{dx} = + \frac{1}{\alpha} A_1 e^{\frac{x}{\alpha}} - \frac{1}{\alpha} A_2 e^{-\frac{x}{\alpha}} - \frac{M_t}{\mathfrak{C}} \cdot \frac{b}{l}$$

$$\frac{d^2\vartheta_a}{dx^2} = + \frac{1}{\alpha^2} A_1 e^{\frac{x}{\alpha}} + \frac{1}{\alpha^2} A_2 e^{-\frac{x}{\alpha}}$$

$x = o - b$ mit:

$$\vartheta_b = B_o + B_1 e^{\frac{x}{\alpha}} + B_2 e^{-\frac{x}{\alpha}} - \frac{M_t}{\mathfrak{C}} \cdot \frac{a}{l} x$$

$$\frac{d\vartheta_b}{dx} = + \frac{1}{\alpha} B_1 e^{\frac{x}{\alpha}} - \frac{1}{\alpha} B_2 e^{-\frac{x}{\alpha}} - \frac{M_t}{\mathfrak{C}} \cdot \frac{a}{l}$$

$$\frac{d^2\vartheta_b}{dx^2} = + \frac{1}{\alpha^2} B_1 e^{\frac{x}{\alpha}} + \frac{1}{\alpha^2} B_2 e^{\frac{x}{\alpha}}$$

Zur Ermittlung der Integrationskonstanten A_0, A_1 und A_2 wie B_0, B_1 und B_2 stehen aus den Auflager- und Lastangriffsverhältnissen auch sechs Bedingungsgleichungen zur Verfügung, welche nach Einführung der Abkürzungen $\frac{a}{\alpha} = k_a$, $\frac{b}{\alpha} = k_b$, $\frac{l}{\alpha} = k$ sind:

aus $x = 0$:

(1) $\vartheta a = 0$ $\quad A_0 + A_1 + A_2 = 0$

(2) $\vartheta b = 0$ $\quad B_0 + B_1 + B_2 = 0$

(3) $\frac{d^2\delta_a}{dx^2} = 0$ $\quad A_1 + A_2 = 0$

(4) $\frac{d^2\delta_b}{dx^2} = 0$ $\quad B_1 + B_2 = 0$

aus $\left.\begin{matrix} x = a \\ x = b \end{matrix}\right\} +$

$$(5) \quad \frac{d\delta_a}{dx} = - \frac{d\delta_b}{dx} + A_1 e^{\frac{x}{\alpha}} - A_2 e^{-\frac{x}{\alpha}} - M_t \cdot \frac{\alpha}{\mathfrak{C}} \cdot \frac{b}{l}$$

$$= + B_1 e^{\frac{x}{\alpha}} - B_2 e^{-\frac{x}{\alpha}} + M_t \cdot \frac{\alpha}{\mathfrak{C}} \cdot \frac{a}{l}$$

$$(6) \quad \frac{d^2\delta_a}{dx^2} = \frac{d^2\delta_b}{dx^2} + A_1 e^{\frac{x}{\alpha}} + A_2 e^{-\frac{x}{\alpha}} = + B_1 e^{\frac{x}{\alpha}} + B_e e^{-\frac{x}{\alpha}}.$$

Aus diesen Bedingungsgleichungen folgen die Integrationskonstanten mit:

$$A_0 = B_0$$

$$A_1 = + M_t \cdot \frac{\alpha}{\mathfrak{C}} \cdot \frac{\mathfrak{S}\mathrm{in}\, k_b}{\mathfrak{S}\mathrm{in}\, k} = - A_2$$

$$B_1 = + M_t \cdot \frac{\alpha}{\mathfrak{C}} \cdot \frac{\mathfrak{S}\mathrm{in}\, k_a}{\mathfrak{S}\mathrm{in}\, k} = - B_2$$

und damit die Auflösung der Grundgleichungen:

für $x = 0 - a$

$$\delta_a = - M_t \cdot \frac{1}{\mathfrak{C}} \left[\frac{b}{l} \cdot x - \alpha \cdot \frac{\mathfrak{S}\mathrm{in}\, k_b}{\mathfrak{S}\mathrm{in}\, k} \cdot \mathfrak{S}\mathrm{in} \frac{x}{\alpha} \right]$$

für $x = 0 - b$

$$\delta_b = - M_t \cdot \frac{1}{\mathfrak{C}} \left[\frac{a}{l} \cdot x - \alpha \cdot \frac{\mathfrak{S}\mathrm{in}\, k_a}{\mathfrak{S}\mathrm{in}\, k} \cdot \mathfrak{S}\mathrm{in} \frac{x}{\alpha} \right].$$

Somit sind die statischen Werte aus der Verdrehung beiderseits aufgelagerter und hier mit voller Einspannung gegen Verdrehen gesicherter dreiflächiger Träger mit ungleichen Flanschen für beliebige Einzellast gegeben mit:

für die Flanschmomente:

$$M_b = - E \cdot \frac{J_y^o J_y^u}{J_y^o + J_y^u} \cdot h \cdot \frac{d^2\delta}{dx^2}$$

$$= \pm M_t \sqrt{\frac{E}{G J_d} \cdot \frac{J_y^o J_y^u}{J_y^o + J_y^u}} \left(\frac{\mathfrak{S}\mathrm{in} \frac{b}{\alpha}}{\mathfrak{S}\mathrm{in} \frac{l}{\alpha}} \cdot \mathfrak{S}\mathrm{in} \frac{x}{\alpha} \right)_0^a$$

$$M_b = \pm M_t \sqrt{\frac{E}{G J_d} \cdot \frac{J_y^o + J_y^u}{J_y^o + J_y^u}} \left(\frac{\mathfrak{S}\mathrm{in} \frac{a}{\alpha}}{\mathfrak{S}\mathrm{in} \frac{l}{\alpha}} \cdot \mathfrak{S}\mathrm{in} \frac{x}{\alpha} \right)_0^b$$

[1]) „Zeitschr. f. Bauwesen", 1919.

für die Flanschquerkräfte:

$$Q_b = \frac{d\,M_b}{d\,x} = \pm M_t \sqrt{\frac{E}{G\,J_d} \cdot \frac{J_y^o\,J_y^u}{J_y^o + J_y^u}} \left(\frac{\mathfrak{Sin}\,\frac{b}{\alpha}}{\mathfrak{Sin}\,\frac{l}{\alpha}} \cdot \mathfrak{Cof}\,\frac{x}{\alpha} \right)_0^a$$

$$= \pm M_t \sqrt{\frac{E}{G\,J_d} \cdot \frac{J_y^o\,J_y^u}{J_y^o + J_y^u}} \left(\frac{\mathfrak{Sin}\,\frac{a}{\alpha}}{\mathfrak{Sin}\,\frac{l}{\alpha}} \cdot \mathfrak{Cof}\,\frac{x}{\alpha} \right)_0^b$$

für die inneren Verdrehungsmomente:

$$M_\vartheta = \pm (M_t - \varphi_b\,h) = \pm M_t \left[\frac{b}{l} \cdot x - \frac{\mathfrak{Sin}\,\frac{b}{\alpha}}{\mathfrak{Sin}\,\frac{l}{\alpha}} \cdot \mathfrak{Cof}\,\frac{x}{\alpha} \right]_0^a$$

$$= \pm M_t \left[\frac{a}{l} \cdot x - \frac{\mathfrak{Sin}\,\frac{a}{\alpha}}{\mathfrak{Sin}\,\frac{l}{\alpha}} \cdot \mathfrak{Cof}\,\frac{x}{\alpha} \right]_0^b .$$

Die Anwendung dieser Formel auf die Mundsburger dreiflächigen Brückenträger ergibt mit dem

Trägheitsmoment des oberen Querschnitteiles: $J_y^o = 3\,978\,000\ \text{cm}^4$

„ „ unteren „ : $J_y^u = 800\,000$ „

also: $J_y^o + J_y^u = 4\,778\,000\ \text{cm}^4$

Drillingsträgheitsmoment des Querschnitts:

$$J_d \approx \frac{(b_o + b_u + h)\,1^3}{3} \approx 600\ \text{cm}^4,$$

den Wert der Trägheitskonstanten:

$$\alpha = h \sqrt{\frac{E}{G\,J_d} \cdot \frac{J_y^o \cdot J_y^u}{J_y^o + J_y^u}}$$

$$= 177 \sqrt{\frac{2{,}1}{0{,}8 \cdot 6{,}0 \cdot 10^2} \cdot \frac{3{,}978 \cdot 0{,}8 \cdot 10^{12}}{4{,}778 \cdot 10^6}} \approx 177 \cdot 54 \approx 9458\ \text{cm}.$$

Es ist für die große Stützweite des Trägers von $l = 1382$ cm $\mathfrak{Sin}\,\frac{l}{\alpha} = \mathfrak{Sin}\,\frac{1382}{9458} = \mathfrak{Sin}\,0{,}146 = 0{,}146$, also gleich $\frac{l}{\alpha}$, womit auch die kleineren Werte $\mathfrak{Sin}\,\frac{b}{\alpha}$, $\mathfrak{Sin}\,\frac{a}{\alpha}$, $\mathfrak{Sin}\,\frac{x}{\alpha}$ genau genug gleich $\frac{b}{\alpha}$, $\frac{a}{\alpha}$ und $\frac{x}{\alpha}$ gesetzt werden können, und da auch $\mathfrak{Cof}\,\frac{l}{\alpha}$ mit 1 in Rechnung gestellt werden kann, so folgen, ohne ins Gewicht fallende Abweichungen, die statischen Werte aus der Verdrehung mit:

$$M_b = \pm M_t \cdot \frac{b}{l} \cdot x \Big|_o^a \qquad Q_b = \pm M_t \cdot \frac{1}{h} \cdot \frac{b}{l} \Big|_o^a$$

$$M_b = \pm M_t \cdot \frac{a}{l} \cdot x \Big|_o^b \qquad Q_b = \pm M_t \cdot \frac{1}{h} \cdot \frac{a}{l} \Big|_o^b$$

und $M_\vartheta = 0$, so daß das äußere Verdrehungsmoment für die Bemessung der Querkonsolen oder Querstabaussteifungen mit seinem vollen Wert

$$M_t = \pm P\,t \cdot \frac{b}{l} \cdot x \Big|_o^a \quad \text{und} \quad M_t = \pm P\,t \cdot \frac{a}{l} \cdot x \Big|_o^a$$

einzusetzen ist.

Damit ist gezeigt, daß bei den größeren Abmessungen der dreiflächigen Brückenträger gegenüber den Abmessungen der Walzprofile die Berechnung der Verdrehungs-Beanspruchungen nach Kenntnis der Lage und Richtung von Biegepunkten und Biegelasten für flansch- und stegparallelen Biegungszustand mit den einfachen Gesetzen der Momenten- und Querkraftslehre an Balken-Trägern gelöst werden kann.

5. Beanspruchung der Querkonsolen aus der Verdrehung.

Betreffs der Sicherung dreiflächiger Träger gegen Verdrehung ist noch einiges zu beachten. Die theoretische Ableitung der Verdrehungs-Beanspruchungen nach der Föpplschen Methode setzt feste Einspannung gegen Verdrehen über den Auflagern voraus. Das ergibt bei konstantem Trägerquerschnitt für die Bezugslinie der äußeren Drehmomente als Verbindungslinie der Hauptbiegepunkte der Trägerquerschnitte eine gerade Linie. Die Schnittpunkte der Stegmittelebene mit den Verbindungslinien der zu beiden Seiten der Stegmittelebene in den Flanschebenen angetragenen und im umgekehrten Verhältnis der Flanschträgheitsmomente sich auswirkenden Flanschausbiegungen müssen dann ebenfalls entsprechend der Nullinie aus der Biegungslehre auf einer geraden Linie liegen. Diese gerade Linie bildet die Wendelinie der Stegverbiegungen aus der Verdrehung und sei als Drehlinie des Trägers bezeichnet.

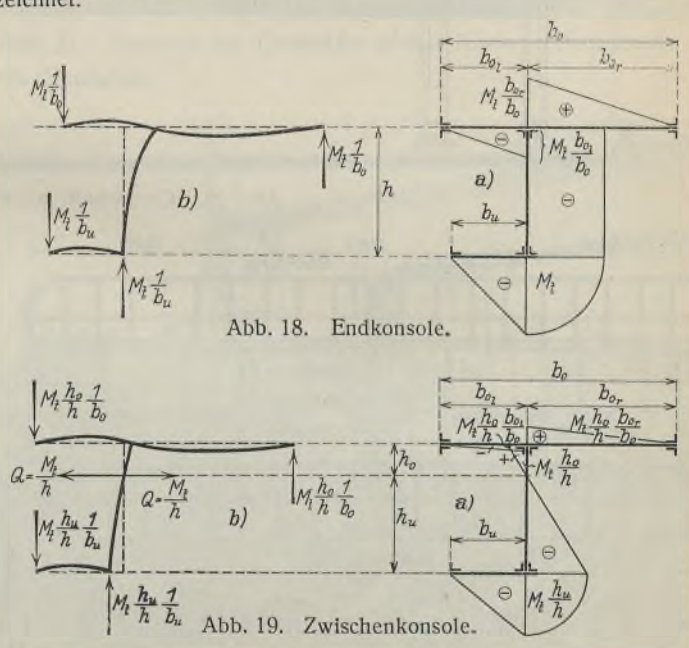


Abb. 18. Endkonsole.

Abb. 19. Zwischenkonsole.

Die Sicherung dreiflächiger Brückenträger über den Auflagern kann jedoch auf zweierlei Art erfolgen. Entweder durch eine vollständige Einspannung nach Abb. 15, welche die Verbiegung des Trägerquerschnitts über dem Auflager vollkommen verhindert, oder durch eine teilweise Einspannung nach Abb. 16, die eine Verbiegung des Steges über den Auflagern zuläßt.

Bei teilweiser Sicherung gegen Verdrehen kann die Drehlinie keine gerade Linie sein, denn zu der elastischen Formveränderung aus der Verdrehung bei fester Einspannung tritt noch die Wirkung aus der in Abb. 15 angedeuteten Stegverbiegung. Durch Auftragen der Stegverbiegungslinie als Biegelinie eines Kragträgers unter dem Einfluß der Verdrehungsmomente und durch Übertragung ihrer Schnittpunkte mit den Verbindungslinien der in den Flanschebenen an die verbogene Stegmittellinie angetragenen Flanschausbiegungen auf den Längsriß des Trägers, wie in Abb. 17 dargestellt, sind auf einfache Weise die Drehlinien des Trägers für einen Belastungsfall, hier für eine Drehlast in Trägermitte, auf zeichnerischem Wege bestimmt. Je steifer nun die Endquerkonsole oder Endquerstabaussteifung eines dreiflächigen Trägers ist, desto mehr wird sich die Drehlinie der Geraden anpassen, wie es durch die gestrichelte Linie in Abb. 17 angegeben ist.

Es ist hierbei eine starre Einspannung des Steges über die ganze Trägerlänge angenommen. Diese trifft jedoch nur zu in den Auflagerpunkten. Inwiefern die elastische Einspannung des Steges zwischen den Auflagern Einfluß hat auf die Lage der Drehlinie, kann nur durch Versuche und hieraus entwickelte theoretische Ableitungen ermittelt werden. Bei steifer und somit für den Träger

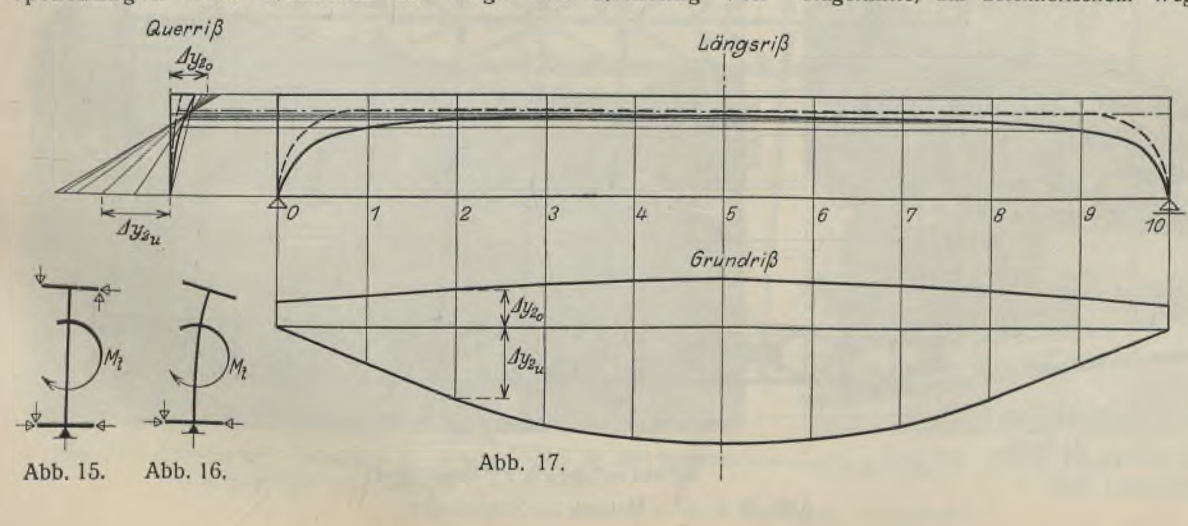


Abb. 15. Abb. 16. Abb. 17.

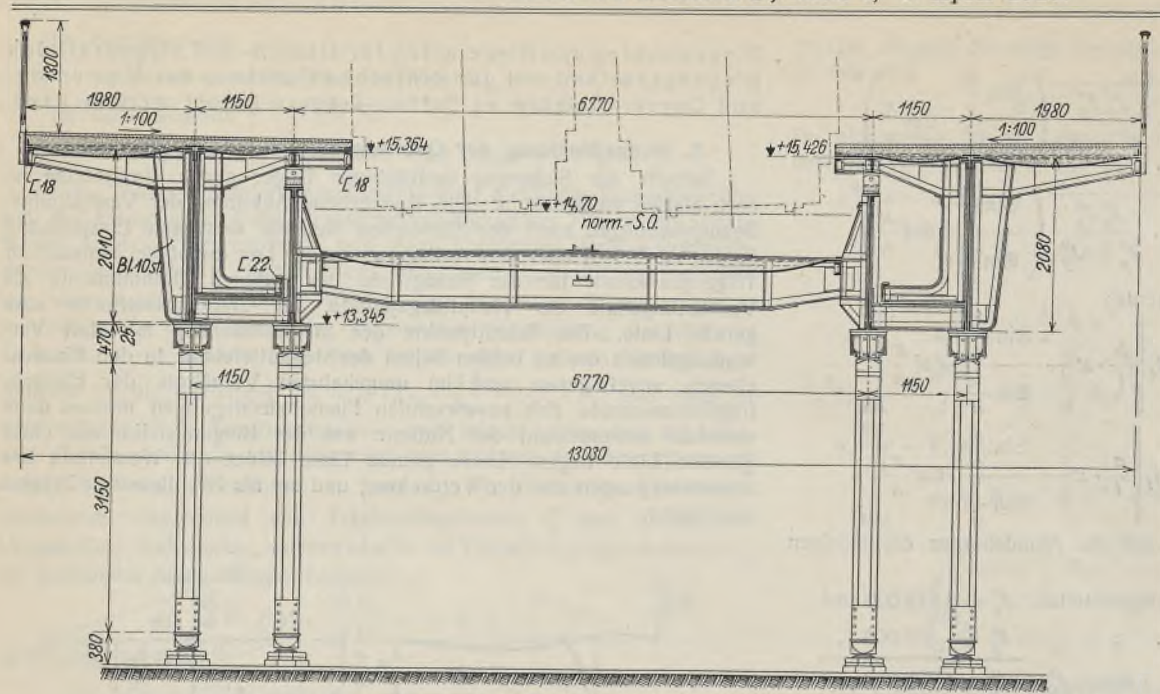


Abb. 20. Querschnitt *a—a*.

Abb. 21. Grundriß.

Abb. 20 u. 21. Haltestelle Mundsburg.

bei K räumlichen Knotenpunkten an Stabzahl $n = 3K - 6$ aufweisen müssen.

6. Konstruktion der ausgeführten Träger.

Die Abb. 20 bis 28 zeigen die ausgeführten dreiflächigen Brückenträger der Bahnsteigverlängerungen der Haltestellen Mundsburg und Süderstraße.

Für die Hochbahnhaltestelle Mundsburg mußten die Bahnsteigverlängerungen im Anschluß an die stählerne Hochbahnüberführung über die Straße „Lerchenfeld" aus einer einfachen Gerberbalkenbrücke mit zwei vollwandigen Hauptträgern von etwa 1,30 m Höhe auf massiven Endwiderlagern und zwei stählernen Pendelstützen in den Abständen von 2 × 10,00 m und 1 × 13,85 m angeschlossen werden. Die Höhenlage der Bahnsteige verlangte 1,77 m hohe Bahnsteigträger, welche in 1,15 m Abstand von den Hauptträgern der Hochbahnüberführung als vollwandige, dreiflächige Träger mit je einem breiten, der Gleiskrümmung sich anpassenden oberen Flanschträger zur Aufnahme des etwa 3,65 m breiten Bahnsteiges und mit je einem schmalen unteren Flanschträger ausgebildet sind. Der untere Flanschträger bildet gleichzeitig den Gehweg des Ganges zwischen dem vorhandenen und neuen Bauwerk, der zur Durchführung der zahlreichen Hochbahnkabel ausgebaut werden konnte. Die dreiflächigen Bahnsteigträger sind auf den verbreiterten Massivwiderlagern und auf zwei neuen Pendelstützen in Abständen der Auflagerungen des vorhandenen Bauwerks kontinuierlich gelagert. Gerbergelenke sind bei der Art günstiger Ausbildung der Endkonsole wird in den Grenzen der kleinen zulässigen Formveränderungen im elastischen Bereich dieser Einfluß nicht von so großer Bedeutung sein, als daß eine Gefährdung der Sicherheit des Bauwerkes bei Annahme starrer Stegeinspannung über ganze Trägerlänge möglich wäre. Die Kenntnis der Drehlinie ermöglicht nunmehr die Bestimmung der Momentenwirkung auf die Querkonsolen. Abb. 18 u. 19 geben diese für die End- und eine Zwischenkonsole des Mundsburger Trägers an.

Hiermit sind die theoretischen Erörterungen über verdrehungsfeste, vollwandige, dreiflächige Brückenträger in ihren Grundzügen dargestellt, so daß noch einiges über solche Träger in Fachwerk zu sagen wäre. Bei Fachwerkträgern ist der Verlauf der inneren Kräfte durch die Lage der Fachwerkstäbe eindeutig festgelegt, so daß äußere Verdrehungsmomente immer nur auf die Stegfachwerkebene Bezug haben können. Das System kann innerlich statisch bestimmt sein, wenn die Gurtstäbe der Flanschträger auch die Gurtstäbe des Stegträgers bilden und hierbei durch die Diagonalstäbe der Flanschen die Gurtkräfte erhalten. Oder die Träger sind innerlich statisch unbestimmt, wenn der Stegträger mit Gurtstäben in der Stegebene als eigener Träger ausgebildet ist und zu beiden Seiten dieses Trägers die Stäbe des Flanschträgers sich anschließen. Die dreiflächigen Fachwerkträger sind räumliche Träger, welche bei innerlicher statischer Bestimmtheit und

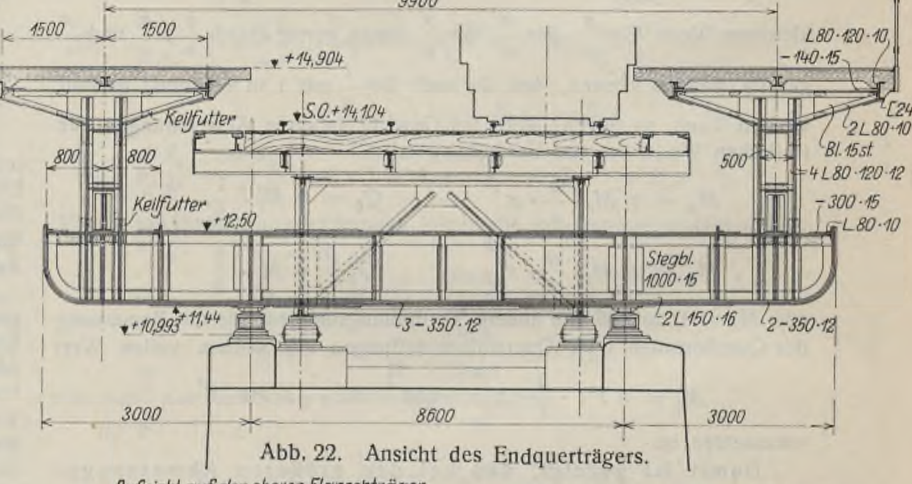


Abb. 22. Ansicht des Endquerträgers.

Abb. 23. Aufsicht.

Abb. 22 u. 23. Haltestelle Süderstraße.



Abb. 24. Fertiger Zustand.



Abb. 25. Versetzen der Querträger mittels fahrbarer Portalkrane.

Abb. 24 bis 26. Haltestelle Mundsburg.

des Trägers nicht möglich. Bei dem vorhandenen guten sandigen Baugrund war die Ausführung als kontinuierliche Balkenträger unbedenklich. Querkonsolen in etwa 1,70 m Abstand sichern die winkelfeste Lage der Stegfläche zu den Flanschflächen. Die unteren Arme der Querkonsolen über den Auflagerpunkten greifen unter die unteren Flanschträger bis zu den Hauptträgern des vorhandenen Bauwerks durch, wo sie an diese mittels Schraubenbolzen und Winkelknaggen angeschlossen sind. Die Stegbleche des oberen Flanschträgers sind aus Buckelblechen gebildet, in deren Mulden die Betonunterlage der asphaltierten Bahnsteigunterlage gebettet ist.

Die Bahnsteigträger der Bahnsteigverlängerungen der Haltestelle Süderstraße sind im Anschluß an das über den Südkanal führende Hochbahnviadukt wie dieses in Fachwerk hergestellt. Für diese neuen Bahnsteigträger mußten durch auskragende Blechträger auf den massiven Pfeilern des vorhandenen Bauwerks Auflagermöglichkeiten geschaffen werden. Diese Auflagerträger sind zwischen den Auflagern der bestehenden stählernen Überführungen auf Granitquadern gelagert, für die in den Kopfenden der massiven Pfeilerfundamente Unterlagskörper aus Eisenbeton eingebaut sind. Die Endkonsolen der dreiflächigen Brückenträger sind biegungsfest mit den Kragarmen der Auflagerträger verbunden und besorgen so die Einspannung des Trägers gegen Verdrehungen aus einseitigen Lasten. Die dreiflächigen Träger der Bahnsteigverlängerungen Süderstraße bilden symmetrische I-Träger von 2,10 m Systemhöhe und etwa 25 m Stützweite. Der obere Flanschträger ist ein 3 m breiter, der untere ein 1,6 m breiter Horizontalträger, dessen Gurtungen auch die Gurtungen der Stegträger sind und aus den Diagonalstäben der Flanschträger die Gurtkräfte erhalten. Die drei Flächen werden durch vollwandige Querkonsolen in etwa 2,50 m Abstand in ihrer Lage zueinander gehalten. Beide Träger sind zwecks konstruktiver Vereinfachung in ihren Querschnittformen über ganze Trägerlänge gleichartig ausgebildet. Die über den Trägern in der Querrichtung gespannte und auf die Gurtungen und einem aus zwei][-Eisen gebildeten mittleren Längsträger aufgelagerte Eisenbetonplatte der Bahnsteige passen sich der Krümmung der Gleise an.



Abb. 26. Versetzen der Querträger mittels fahrbarer Portalkrane.

Die Träger der Bahnsteigverlängerungen Mundsburg wie Süderstraße sind für eine Nutzlast von 0,56 t/m² nach den „Grundsätzen für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken“ (G. E.) der Deutschen Reichsbahngesellschaft entworfen. Die Entwurfsbearbeitung und die Bauleitung lag in Händen der Hamburger Hochbahn A.-G., die Lieferung und Ausführung war der Firma Carl Spaeter G. m. b. H. in Hamburg übertragen.

Im Anschluß an vorstehendes sei noch einiges über die Aufstellungsarbeiten gesagt. Sie sind hinsichtlich der Träger der Bahn-



Abb. 27. Rüstung des Bahnkörpers mittels zweier an die fertigen Auflagerträger angehängten Sprengwerke.



Abb. 28. Fertig eingebaute dreiflächige Gitterträger ohne Bahnsteigplatte.

Abb. 27 u. 28. Haltestelle Süderstraße.

steigverlängerung Mundsburg insofern bemerkenswert, als senkrecht zur Brückenachse der ungehinderte Straßen- und Straßenbahnverkehr offen bleiben, dagegen oben in Richtung der Brückenachse der ungehinderte Hochbahnverkehr vor sich gehen mußte. Mit Rücksicht hierauf war eine abgedeckte Rüstung vorgesehen, auf welcher der neue Bahnsteigkörper aufgebaut werden konnte.

Das gesamte Material wurde in den nächtlichen Betriebspausen der Hochbahn mittels Betriebswagen auf den Gleisen der Hochbahn an die Baustelle gebracht. Hier waren, wie aus den Abb. 25 u. 26 hervorgeht, zwei fahrbare Portalkrane für eine Nutzlast von je 7,5 t aufgestellt. Die senkrechten Blechträger wurden in zwei Stücken von je 13 t angefahren, in die Flaschenzüge gehängt, von den Betriebswagen hochgenommen, mit Hilfe der Laufkatze seitlich verfahren und auf die Rüstungen heruntergelassen. In derselben Weise wurden auch die Blechträger für den unteren Horizontalträger sowie die Teile des oberen Horizontalträgers angeliefert, abgesetzt und eingebaut. Bevor die Abnietung begann, wurden die Stützen untergebracht. — Nachdem der Dreiflächenträger nach allen Seiten ausgerichtet und ausgesteift war — wobei die erforderliche Überhöhung berücksichtigt wurde —, wurden alle drei zusammengebauten Träger abgenietet und auf die Endauflager abgelegt, worauf die Rüstung wieder entfernt werden konnte. Die ganze Montage wurde vorgenommen, ohne daß auch nur die geringste Betriebsstörung eintrat.

Der Zusammenbau der dreiflächigen Gitterträger der Haltestelle Süderstraße mußte über Wasser vorgenommen werden. Da die dreiflächigen Bahnsteigträger über den Strompfeilern auf Querträgern zu liegen kamen, so lag es nahe, an diesen Blechträger über den Strompfeilern zwei Sprengewerke anzuhängen, die als Rüstung für die Montage des Bahnsteigkörpers dienten, wie Abb. 27 zeigt. Das gesamte Material wurde auf Schute angefahren, aus der Schute direkt hochgenommen. Da es sich bei dieser Konstruktion um einen Dreiflächen-Gitterträger handelte, so wurde jeder einzelne Stab für sich auf der Rüstung ausgelegt, mit der Überhöhung zusammengebaut und abgenietet. Der Zusammenbau ging auf der glatten Rüstung verhältnismäßig einfach und schnell vonstatten. Abb. 28 zeigt das fertige Bauwerk.

Verschiedenes.

Der Stahlbau. Vortrag von Professor Dr.-Ing. ehr. Walter Gropius-Berlin auf der Frühjahrsmesse 1929 zu Leipzig. Das alte klassische Gesetz von der Erreichung der größten Wirkung mit geringsten Mitteln hat in der Technik eine neue Auferstehung erlebt. Auf das heutige Bauwesen übertragen, bedeutet es eine Auflockerung der Baumassen, ein Streben nach Ersparnis in Masse, Gewicht, Raum und Verkehrslast. An die Stelle des alten Massivbaues, bei dem die ganze Wand tragende Funktionen ausübt, tritt die Scheidung in „tragende" und „füllende" Bauteile. Dieser Vorgang bedeutet keinen „Ersatz" im einschränkenden Sinne, sondern hochwertige Steigerung.

Als „tragender" Bauteil ist der Stahl hervorragend geeignet. Er ist 30 mal tragfähiger als Ziegelmauerwerk, seine Verwendung bedeutet eine Ersparung an Massen von 40 bis 50 %, von 5 bis 8 % an Raum. Das klassische Land des Stahlskelettbaues sind die Vereinigten Staaten von Amerika, wo schon in den 80er Jahren Jennay beim Bau eines zehnstöckigen Gebäudes den Wänden die Last der Decken abnahm und mittels Stahlstützen auf die Fundamente übertrug. Bald ging man weiter und ließ das Gewicht der Wände durch besondere Wandträger in jedem Stockwerk aufnehmen. Beim neuen Stahlhochhaus dient die Wand nur noch raumabschließend, zum Schutz gegen Sicht und Witterung, ermöglicht demnach größere Gebäudehöhen als der alte Massivbau, dessen Untergeschosse bei steigender Höhe zu dicke Mauern erforderten.

Damit eröffnen sich ganz neue Möglichkeiten in der Bauorganisation, da jetzt der Hauptteil der Arbeit in die Werkstätten verlegt wird, während auf der Baustelle im wesentlichen nur die Montage vorgenommen und so eine erhebliche Ersparnis an Zeit und Zinsen — 2 % für jeden Monat früherer Fertigstellung — sowie ein schnellerer Umsatz des Baugeldes bewirkt wird. Durch Verlegung des Hauptarbeitsvorganges in die Werkstatt ist eine gut organisierte Arbeitsvorbereitung möglich, die zusammen mit planmäßiger Normung, Verkürzung der Bauzeit, Unabhängigkeit von Jahreszeit und Witterung gewährleistet. Auch deshalb, weil gleich nach Aufstellung des Stahlskeletts die Dachbedeckung aufgebracht werden und der weitere Ausbau in ihrem Schutz stattfinden kann. Wichtig ist ferner, daß, bei späterer Erhöhung der Nutzlasten, die Konstruktion unschwer verstärkt werden kann. Entgegen den viel gehörten Behauptungen über die Rostgefahr des Stahls zeigen Beobachtungen in Amerika, wo man über 30jährige Erfahrungen verfügt, daß Stahlbauten diese Zeit in gutem Zustande überdauert haben und daß 95 % von ihnen nach 30jähriger Lebensdauer noch verwendbar waren.[1]) Übereinstimmende Erfahrung in Deutschland und Amerika lehrt, daß die überragende Wirtschaftlichkeit stählerner Geschoßbauten beim vierten Stockwerk beginnt. Sie ist auf lange Sicht auch dort vorhanden, wo die Anfangskosten etwas höher liegen als bei gemauerten Häusern.

Danach ergibt sich die Notwendigkeit, für Kleinhäuser in Stahlskelettbau andere Voraussetzungen zu schaffen. Ebenso die Notwendigkeit einer Verbesserung der baupolizeilichen Vorschriften: In diesem Sinne arbeitet zurzeit die Reichsforschungsgesellschaft gemeinsam mit der Berliner Baupolizei und Sonderfachleuten. Die wichtigsten technischen Aufgaben sind einmal Vereinfachung und Verbilligung bei der Herstellung des Stahlskeletts. Hier ist die Entwicklung der Lichtbogenschweißung mit besonderer Aufmerksamkeit zu verfolgen.

Wichtig ist auch die Errechnung des wirtschaftlichsten Stützenabstandes unter Berücksichtigung variabelster Einteilungsmöglichkeit für den Grundriß. Alsdann ist wichtig eine befriedigende Lösung der Wandbau- und Füllstoffe. Die zurzeit in Aufnahme kommenden Erzeugnisse dafür — Gasbeton, Zellenbeton, Bimsbeton, granulierte Hochofenschlacke, poröse Ziegelfabrikate u. a. — lassen eine solche erwarten. Zu vermeiden sind Kältebrüche vor den Stützen. Von Bedeutung ist eine sorgfältige Ausbildung der Wandfüllungsanschlüsse an das Tragwerk unter Beschränkung der einzelnen Tragwerksteile. Auch bei den Decken muß größtmögliche Gewichtsersparnis angestrebt werden, durch leichte Deckenträger, die gleichzeitig horizontale Rohrleitungen aufnehmen. Erinnert sei hierbei auch an die neuen deutschen Leichtprofile.

Eine solide Ummantelung der Stahlskelett-Teile gewährt den besten Rost- und gleichzeitig auch Feuerschutz. Erfolgreicher Wärmeschutz erfordert vor allem genügende Bemessung der Stärken der Wandfüllungen mit einer Sicherheit gegenüber theoretischen Zahlen. Besondere Weiterarbeit dürfte auch der schwierige Schallschutz erfordern. In Amerika sind hierzu bereits wertvolle Verfahren in Anwendung.[2])

Im Bau von Stahlhochbauten und Stahlflachbauten sind zu unterscheiden:

1. Stahllamellenbau, 2. Stahltafelbau, 3. Stahlskelettbau, 4. Stahlrahmenbau.

Die beiden ersteren Methoden schließen das Stahlleichthaus vollständig in eine Stahlhaut ein. Sie haben aber eine Reihe von Bedenken. Für den Stahlhochbau kommt lediglich die Stahlskelettbauweise in Betracht.

Vom Standpunkt der Gesamtbauwirtschaft aus ergeben sich drei in ihren Organisationsmethoden wesentlich voneinander abweichende Arten der Bauherstellung:

1. Bewährte Ziegelbaumethoden mit neuen Organisationsverbesserungen.
2. Der Serienbau, d. h. Bau vieler gleichwertiger Wohneinheiten: Mit Hilfe von Baumaschinen in einer Art Fließarbeit, aber im wesentlichen noch mit der Hand ausgeführt. (Leichtbeton-Montagebauweisen ohne Stahlskelett.)
3. Der serienweise und rein fabrikmäßige Bau von Häusern, deren Bauelemente größtenteils werkstattmäßig, gegebenenfalls auf Vorrat erzeugt und an der Baustelle lediglich zusammengesetzt werden.

Der Stahlbau gehört vor allem dieser letzteren Gruppe an: Da nur die Bauelemente und nicht der ganze Bau typisiert werden, lassen sich aus gleichartigen Elementen verschiedenartige Baukörper zusammensetzen, wodurch die Gefahr einer Verödung der Form durchaus beseitigt wird. In keiner Weise braucht die Tätigkeit des Architekten durch die neue Baumethode beeinträchtigt zu werden.

Bauwirtschaftlich ist der Stahlbau so gelagert, daß alle Arbeitsgruppen der bisherigen Bauwirtschaft dabei zu ihrem Recht kommen. Jede technische Verbesserung bedeutet letzten Endes ein Streben nach Verbilligung, im Wohnbau also eine Senkung des Mietpreises. Sie wird teilweise erreicht durch Rationalisierungsmaßnahmen. Auf folgenden vier Gebieten ist gerade der Stahlbau in der Lage, förderlich im Sinne der Rationalisierung zu wirken:

1. Finanzierung,
2. Wohnform und Aufschließung,
3. Material und Konstruktion,
4. Betriebstechnik und Arbeitsvorbereitung.

Was den ersten Punkt anbetrifft, so bahnen sich durch Beteiligung großer Verbände bei der Rohstoff- und Bauelementebeschaffung neue Finanzierungswege an.

Zu Punkt 2 sei bemerkt, daß die Tendenz auf Herabzonung mehrgeschossiger Häuser auf einem Irrtum beruht, der den Begriff „Hochhaus" und den „großer Siedlungsdichte" verquickt. Drei- bis vierstöckige Häuser haben jedoch weder die Vorteile des Flachhauses noch die des Hochhauses: Durch eine gesetzmäßige Regelung der Siedlungsdichte an Stelle der Bauhöhen würden soziale und rationale Vorteile erheblicher Art entstehen.

Vom ästhetischen Standpunkt aus haben Bauten aus Stahl — besonders weitgespannte Kuppel- und Hallenbauten — einen früher unbekannten Grad an Schönheit von Raumwirkung erreicht.

Die Vorteile, die der Stahlbau bei planmäßiger Einstellung für unsere gesamte Wohnungs- und Bauwirtschaft bietet, sichern ihm eine starke Zukunft.

[1]) Vergl. dazu die guten Erfahrungen mit eisernen und stählernen Brücken von noch erheblich längerer Lebensdauer in Deutschland und dem Ausland. (S. u. a. „Bautechnik" 1927, Heft 41, S. 615 und Heft 48, S. 719.) Die Schriftleitung.

[2]) Vergl. auch die noch im Gange befindlichen Schall- und Isolierversuche des Stadtbauamts Leipzig, deren vorläufige Ergebnisse in der „Halle Stahlbau" auf der Leipziger Frühjahrsmesse 1929 ausgestellt waren.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang — BERLIN, 19. April 1929 — Heft 8

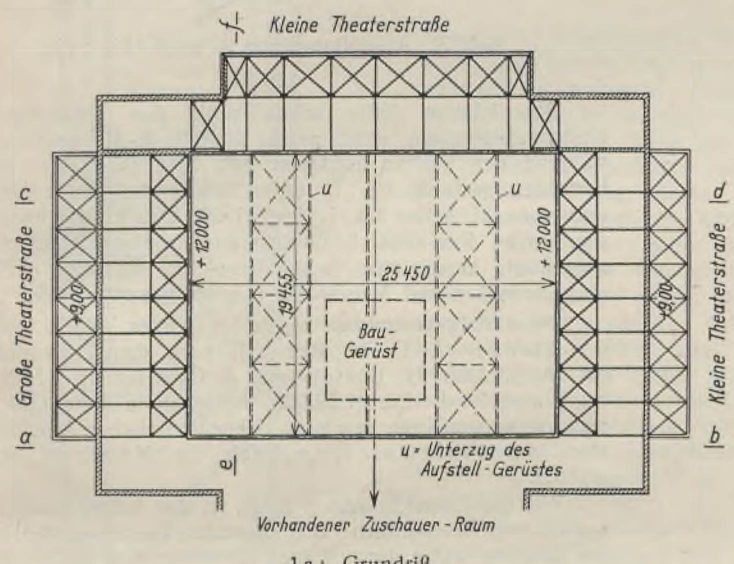
Alle Rechte vorbehalten.

Das Stahlskelett für den Umbau des Stadttheaters in Hamburg.

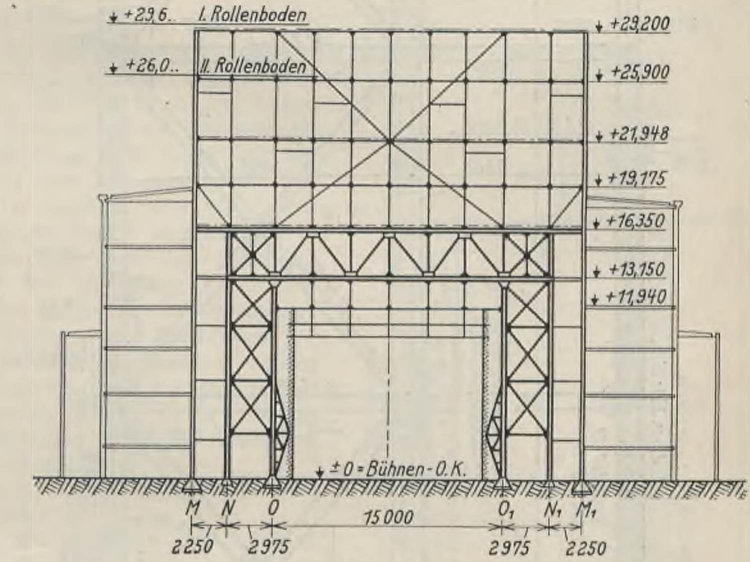
Von Oberingenieur **Rudolf Ulbricht**, Benrath a. Rh.

Nachdem schon vor dem Kriege der Umbau des Hamburger Stadttheaters insbesondere wegen der völlig ungenügenden Feuersicherheit als notwendig erkannt und von berufener Seite verlangt worden war, sah sich 1925 nach Überwindung der ersten Kriegs- und Nachkriegsnöte der Hamburger Senat genötigt, den Warnungen der Theaterkommission zu folgen und die Mittel für einen Umbau anzufordern. Der Antrag löste, wie Oberbaurat Dr. Brandt seinerzeit in der Deutschen Bauzeitung ausgeführt hat[1]), einen lebhaften Kampf aus um die Frage Umbau oder Neubau?

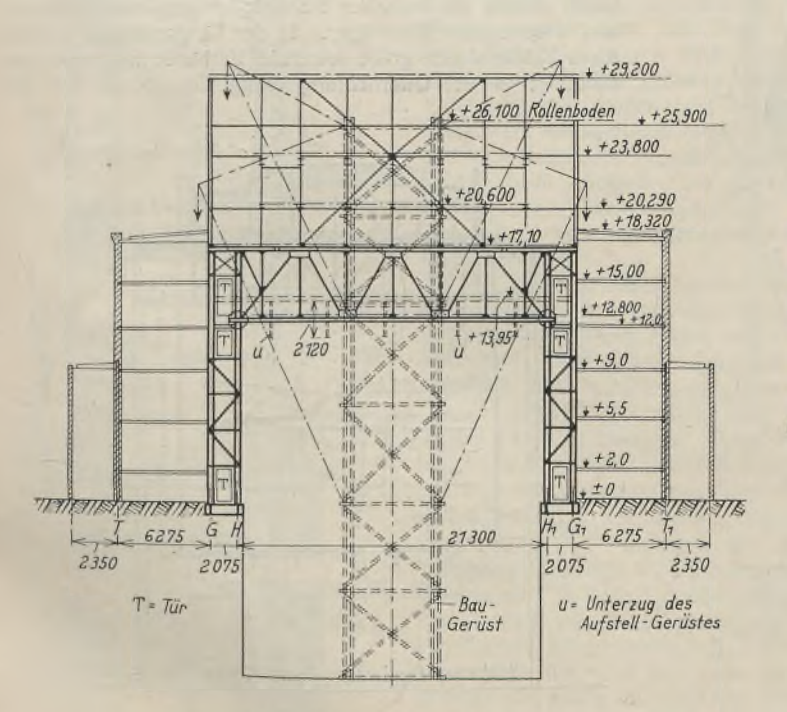
[1]) Brandt, Der Umbau des Hamburger Stadttheaters, Deutsche Bauzeitung 1927, Heft 5 u. 6.



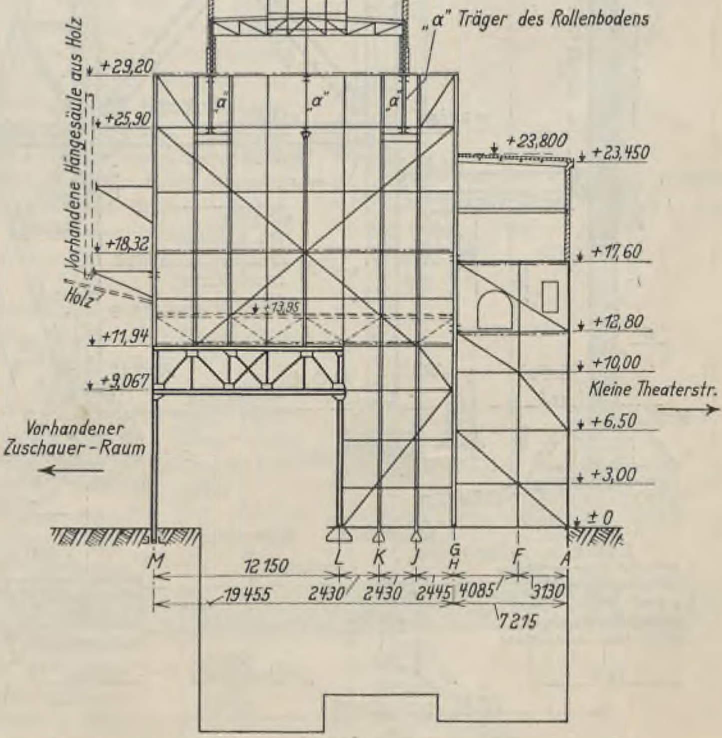
1a: Grundriß.



1b: Querschnitt *a—b*.



1c: Querschnitt *c—d*.



1d: Längenschnitt *e—f*.

Abb. 1. Übersicht der Stahlkonstruktionen.

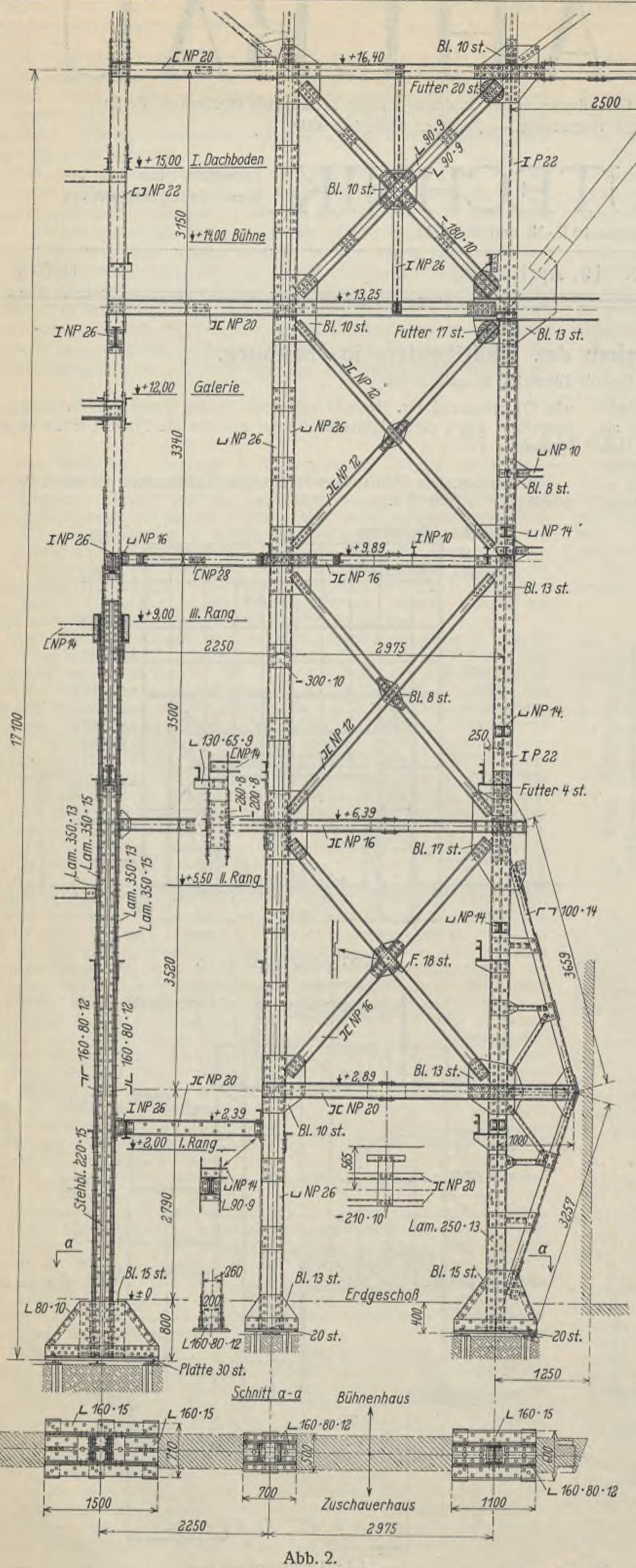


Abb. 2.
Einzelheiten der Konstruktion des vorderen Bühnenrahmens (vergl. Abb. 1b).

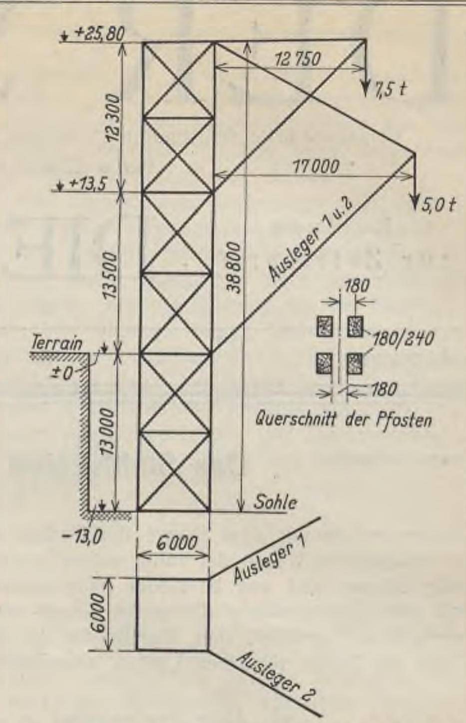


Abb. 7. Aufstellungsturm (s. auch Abb. 6 r.).

Der letztere hätte schon nach den vorläufigen Kostenaufstellungen nicht unter 13 Mill. R.-M. gekostet, während der Umbau insgesamt mit 4 783 000 R.-M. zu bestreiten gewesen ist. Er ist in Stahlkonstruktion erfolgt und vom 15. Januar bis 1. April 1926, also in der überaus kurzen Frist von 10 Wochen und in einer Jahreszeit ausgeführt, in der eine andere Bauweise nicht oder nicht ohne Bedenken und Mehrkosten möglich gewesen wäre.

Diese Stahlkonstruktion wurde im Winter 1925/26 von der Flender-A.-G. in Benrath nach den Entwürfen der Architekten H. Distel und A. Grubitz in Hamburg ausgeführt. Die gleichfalls mitgelieferte feste Obermaschinerie sowie die gesamten bühnentechnischen Arbeiten sind von Professor Linnebach in München bearbeitet.

Wie die Übersicht Abb. 1 zeigt, ist der Aufbau statisch einfach und übersichtlich: Die lotrechten Lasten werden in der üblichen Weise durch Träger, Unterzüge und Stützen in die Fundamente gebracht. Das Wandgewicht wird von besonderen Trägern aufgenommen. Zur Aufnahme der Windkräfte dienen die zwischen Stahlträgern gespannten Decken und wagerechten Windträger. In der Längsrichtung werden diese Kräfte durch große lotrechte Verbände aufgenommen (Abb. 1); in der Querrichtung erfolgt im oberen Teil der

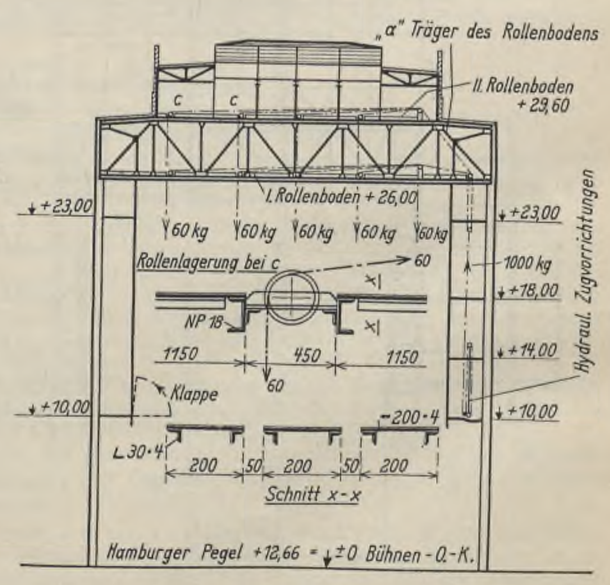


Abb. 4.
Querschnitt durch die Maschinenbühnen.

Abb. 3. Einzelheiten der Konstruktion des hinteren Bühnenrahmens (vergl. Abb. 1c).

Wände die Windaufnahme in der gleichen Weise, während unten große Portale eingebaut sind. Sie bestehen im Zuschauerraum aus einem Zweigelenkbogen von 15 m Breite und 13,5 m Höhe, während an der hinteren Bühnenwand ein eingespannter Bogen von 21,3 m Weite und rd. 13 m Höhe vorgesehen ist. Als statisch unbestimmte Größe sind im ersten Falle der Horizontalschub angenommen, im zweiten Falle außer dem Horizontalschub noch die Kräfte der beiden äußeren unteren Stäbe. Der Bogen wurde außerdem noch für einseitiges Setzen des Portals untersucht. Die eigenartige Systemlinie ergibt sich dadurch, daß an vielen Stellen auf die Durchgänge vom alten zum neuen Teil des Theaters, auf Durchbrüche für Wasserleitungen, Kabel usw. Rücksicht genommen werden mußte. Trotz der großen aufzunehmenden Lasten ergeben sich noch nicht allzu große Querschnitte der Stäbe, so daß dadurch eine günstige Raumausnutzung und gute Anpassung an die besonderen Verhältnisse ermöglicht wurde.

Verwendet wurde St 37 und, wie vorgeschrieben, nur deutsche Normalprofile.

Konstruktive Einzelheiten des vorderen und hinteren Bühnenrahmens zeigen Abb. 2 u. 3.

Alle Stäbe mußten mit ihrem vollen Querschnitte angeschlossen werden; an Stößen und Füßen war die ganze Kraft durch Niete aufzunehmen; Schrauben an derartigen Stellen durften nicht mit zum Anschluß gerechnet werden. Jede Stütze war durch zwei Stück $1^1/_8''$ Anker während der Aufstellungsarbeiten gehalten und unter jeden Stützenfuß zur Verteilung der großen Last ein Trägerrost gelegt. Alle auf Mauerwerk auflagernden Träger hatten angenietete Lagerplatten und eine besondere Verankerung durch Splinte. Schweißungen durften nicht erfolgen. Die großen Verbände in den Wänden bestehen des besseren Verputzens wegen aus Flachstäben, zur Vermeidung von Ausbiegungen wurden sie mit genügendem Anzug eingebaut.

Für das Ausrichten bei der Aufstellung waren vor Beginn der Arbeiten am alten Bau Bolzen eingelassen, damit alle Ordinaten von einem Punkte aus abgetragen wurden und eine Übereinstimmung gewährleistet war. An allen Stützen wurde bereits im Werk in Höhen von 1 bis $1^1/_2$ m über den endgültigen Deckenordinaten eine Markierung mit Reißnadel, Körner und weißer Farbe vorgesehen. Diese Maßnahme hat sich gut bewährt; es war leicht, jederzeit Höhenlage usw. zu prüfen.

Die Stahlkonstruktionen der festen Obermaschinerie, d. h. der Bühnen, Rollenboden usw. zum Tragen und Anbringen der hydraulischen Maschinen, Seilzüge für Kulissen, Beleuchtungsbrücken sind in Abb. 4 dargestellt. Die Bühnen sind seitlich an den Wänden und über dem eigentlichen Bühnenraum angeordnet. Die seitlichen Galerien sind mit 5 m Glattblech abgedeckt, das später mit Linoleum beklebt wurde, um das Begehen möglichst geräuschlos zu ermöglichen. Die unterste Bühne erhielt Betonboden, der als Fundament für die Seilzug-

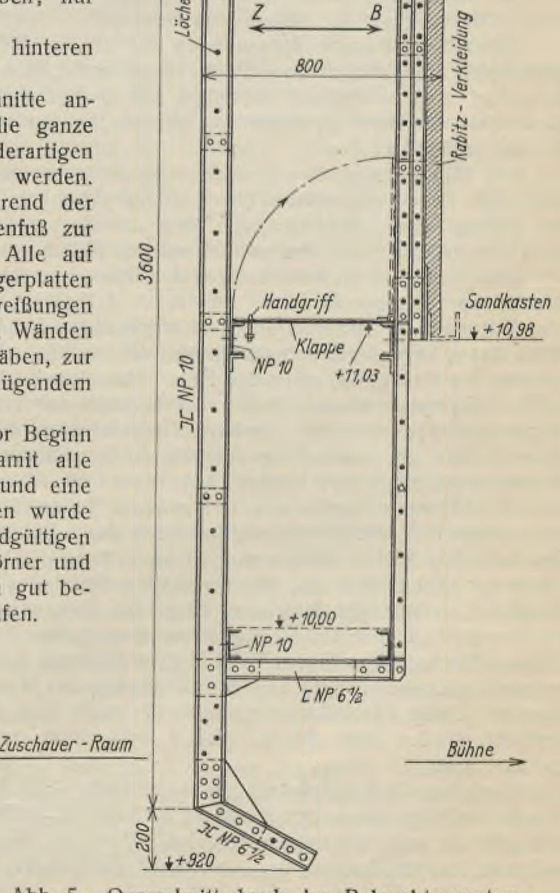


Abb. 5. Querschnitt durch den Beleuchtungssteg über der Bühnenöffnung.

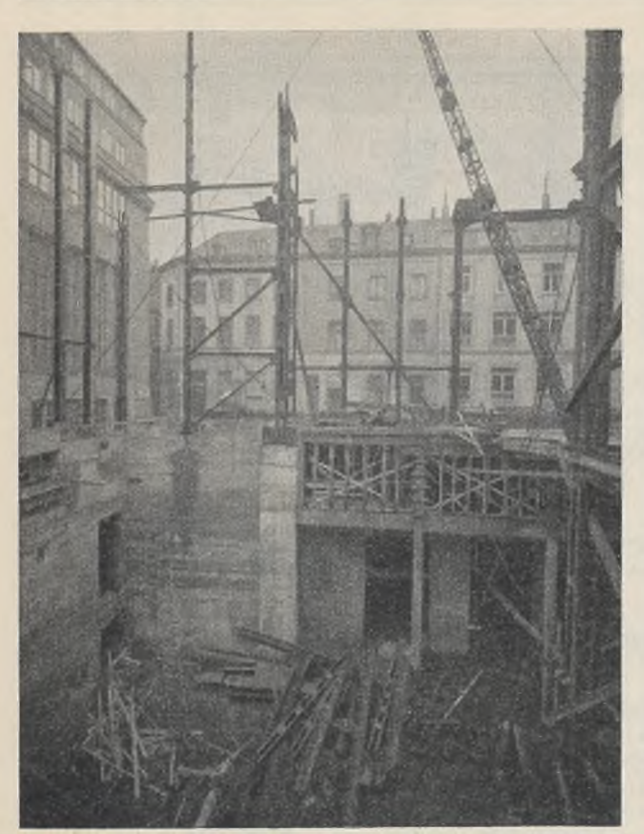


Abb. 6. Baustelle bei Beginn der Aufstellungsarbeiten.

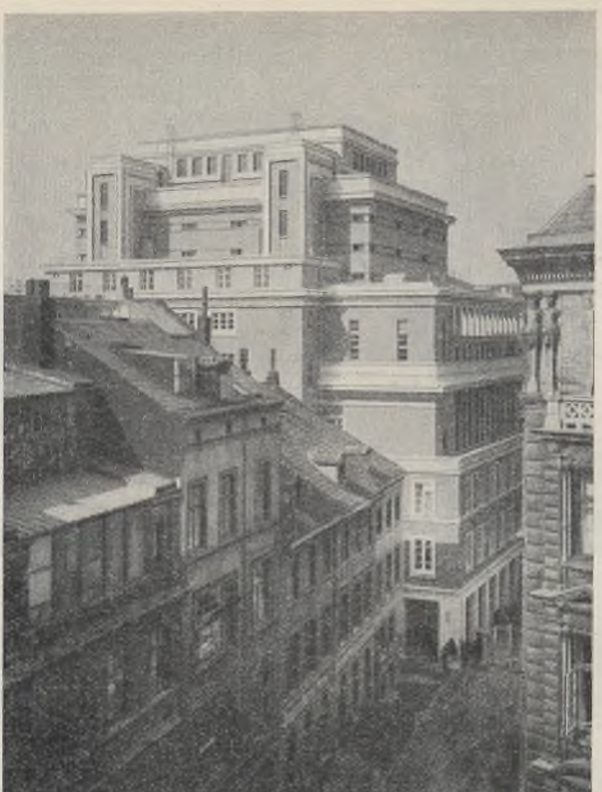


Abb. 9. Ansicht des fertigen Bauwerks.

maschinen dient und Rinnen zum Ablauf etwa austretenden Wassers aus den hydraulischen Apparaten hat.

Die oberste Rollenbodenbühne auf + 29,6 m (Abb. 5) sowie die zweite auf + 26,0 m Höhe bestehen aus Flachstabstreifen von 200 mm Breite und 4 mm Stärke, die durch angenietete ∠ 30 · 30 · 4 versteift sind. Der Raum zwischen den einzelnen Streifen beträgt 50 mm und dient als Rauchdurchlaß. Die Bleche lagern auf ⊏-Trägern in 1,15 m Abstand. Alle Öffnungen der Bühnen, Podeste und Galerien sind durch Geländer mit unteren Stoßleisten aus 100 · 3 mm versehen. Teilweise sind die Geländer in sich verschiebbar, um die Kulissen und anderen Ausrüstungsgegenstände ohne Hinderung auf die Galerien zu bringen.

Demselben Zwecke dienen auch die in der Bühne + 10,0 m angeordneten Klappbühnen von 2,65 m Länge und 2,30 m Breite; sie haben außerdem noch umlegbare Geländer; bei hochgezogener Klappe liegen diese Geländer flach am Boden der Klappe, bei herabgelassener können sie aufgerichtet werden.

Die Bühnen sind an den oberen Querträgern angehängt; die dazu dienenden Zugstangen müssen überdies knicksicher sein, da beim Arbeiten der hydraulischen Maschinen von jeder ein Zug von 1000 kg ausgeübt wird, der zwischen der oberen und unteren Bühne wirksam ist.

Abb. 5 zeigt einen Schnitt durch den Beleuchtungssteg, der mit Glattblechklappen abgedeckt ist.

Während die Ausarbeitung und Herstellung der Konstruktionen im Werk keine besonderen Schwierigkeiten verursachte, war das bei der Aufstellung im Bau um so mehr der Fall: Einmal dadurch, daß nur ein ganz kleiner Lagerplatz an der Großen Theaterstraße zur Verfügung stand, der sogar zeitweise noch von anderen Unternehmern mit benutzt wurde; dann mußten die ersten Tragwerksteile an den Rändern der 13 m tiefen Bühnengrube aufgestellt werden (Abb. 6), wo ein Abfangen derselben bis zur standsicheren Verbindung mit anderen Teilen fast unmöglich war. Weiterhin wurde die Aufstellung behindert durch Betonarbeiten, die durch das schlechte Wetter (Regen und Frost) zurückgeblieben waren. In der Mitte der Baugrube — an der verschalten Wand des alten bestehenden Bauteiles — war ein Holzturm eingebaut, der verschiedene Ausleger hatte und für die in Abb. 7 eingeschriebenen Lasten berechnet war. Die äußeren Deckenträger lagern beim fertigen Bauwerk auf den Außenmauern auf; um aber unabhängig von der Ausführung der Mauerarbeiten zu sein, wurden leichte Stahlstützen gestellt, die nach dem Ausmauern wieder entfernt wurden und die auf Abb. 8 links oben und im Vordergrund sichtbar sind.

Nachdem die Stahlkonstruktion bis zur Höhe + 13,95 m aufgestellt war, wurde dort über der ganzen Baugrube eine Arbeitsplattform aus 2" Bohlen, Walzträgern und -unterzügen eingebaut (Abb. 1). Sie wurde nötig, um während der Aufstellung der oberen Tragwerksteile darunter arbeiten, Pumpen, Hebeböcke für die Bühnen, diese selbst nebst Laufstegen, Treppen usw. einbauen und gleichzeitig im unteren Teil mit dem Ausmauern beginnen zu können. Diese Arbeitsplattform war für eine bewegliche Nutzlast von 350 kg/m² berechnet.

Mit Rücksicht auf die Anfuhr per Achse konnte im Werk nur ein sehr beschränkter Zusammenbau erfolgen, wodurch auf der Baustelle eine erhebliche Mehrarbeit entstand.

Trotz aller Schwierigkeiten wurde die umfangreiche Stahlkonstruktion in der eingangs mitgeteilten kurzen Zeit vollendet. Anschließend daran erfolgte der Einbau der festen Obermaschinerie, und zwar von oben nach unten, da die unteren Bühnen an den oberen Unterzügen aufgehängt sind. Die Arbeiten waren sehr schwierig und zeitraubend, da die vielen kleinen Blechstreifen alle einzeln eingebaut werden mußten, doch konnte auch hier die Hauptarbeit in der kurzen Zeit von etwa einem Monat erledigt werden.

Noch während der Aufstellung des stählernen Tragwerks wurde an allen Außenwänden bereits das Mauerwerk aufgeführt, die Bühnen betoniert, Steintreppen auf Stahlgerippe usw. eingebaut. Alle Teile erhielten im Werk einen Mennigeanstrich, die mit Mauerwerk in Berührung kommenden Teile einen solchen mit Asphaltlack; nach der Aufstellung wurde die Konstruktion sofort mit einem zweiten Anstrich versehen.

Die Ausführung erforderte besondere Sorgfalt, da alle neuen Höhen gut mit den alten Anschlüssen des vorhandenen Baues übereinstimmen mußten. Beim Ausrichten haben sich dabei die oben erwähnten Markierungen der Stockwerkhöhen usw. recht gut bewährt. Das fertige Bauwerk zeigt Abb. 9.

Die vorstehenden Ausführungen zeigen deutlich die großen Vorteile des Stahlbaues gegenüber jeder anderen Bauweise dank seiner Anpassungsfähigkeit an schwierige Verhältnisse, geringen Raumbedarf für Träger und Stützen; endlich infolge der Möglichkeit, zu gleicher Zeit mit dem Aufbau des Tragwerkes den Innenausbau zu fördern und dadurch kürzeste Bauzeiten zu erzielen.

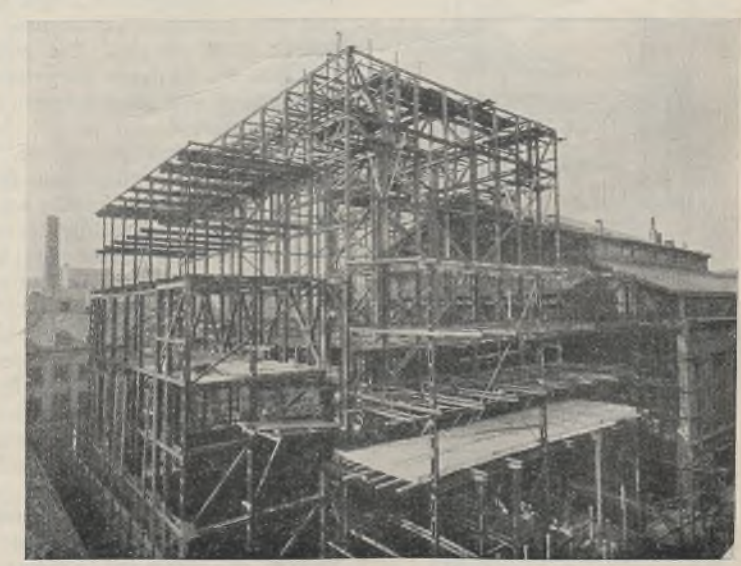


Abb. 8. Stahlkonstruktion in der Aufstellung vor Ausmauerung.

Nachwort zum Prozeß über den Kinoeinsturz in der Mainzer Landstraße in Frankfurt am Main.

Alle Rechte vorbehalten.

Von A. Hertwig, Berlin.

Bei dem Umbau eines Lagerhauses in ein Kino in Frankfurt am Main stürzte ein großer Teil des Bauwerkes ein, vier Menschen kamen ums Leben. Der Ingenieur und der Architekt wurden in der ersten und zweiten Instanz zu Gefängnis verurteilt.

Dieser „technische Prozeß" hat in der Fach- und Tagespresse schon mannigfache Erörterungen gezeitigt. Einem der Sachverständigen aus der zweiten Instanz sei ein Nachwort erlaubt, weil dieser technische Prozeß die heutige Behandlung solcher Prozesse und ihre Mängel klar hervortreten läßt. Wir Techniker gehen an diesen technischen Prozessen sehr teilnahmslos vorüber, obwohl ihre Verbesserung auch einen Teil der Strafrechtreform bilden sollte.

Den ganzen Prozeß in seinen einzelnen sehr interessanten Phasen zu verfolgen, ist hier nicht möglich. Es sollen nur einige hervorstechende Merkmale beschrieben werden.

Über den Tatbestand sei kurz folgendes gesagt: Das Lagerhaus hatte einen annähernd rechteckigen Grundriß mit den Seitenlängen 18 m und 25 m und stieß mit seinen Längswänden an ein vorhandenes Gebäude, ohne daß die Längswände mit diesem Gebäude im Verband gemauert waren. Das Lagerhaus enthielt außer der Kellerdecke zwei Zwischendecken, die auf Stahl-Unterzügen und -Stützen ruhten, es war mit einem Holzzementdach auf hölzerner Schalung und hölzernen Sparren überdeckt, die Wände bestanden aus Ziegelmauerwerk von $1^1/_2$ Stein Stärke mit Pfeilern von 2 Stein Stärke, die aber zum Teil hohl waren. Beim Umbau mußten zwei Decken herausgenommen und die Dachlast durch stählerne Binder auf die Längsmauern übertragen werden. Die Steifigkeit der Mauern sollte durch fünf parallele, in verschiedener Höhe liegende, einfache oder paarweise angeordnete I-Träger 32 bis 36 von 23 bis 26 m Länge erzielt werden. Diese Träger lagen innen an den Längswänden auf Konsolen und gaben die wagerechten Kräfte auf die Giebelwände ab. Diese merkwürdige und sicher bedenkliche Lösung entstand, weil die natürliche Lösung, den Hohlraum des Gebäudes innen oder außen durch Rahmen zu versteifen, an den Raumverhältnissen des Innern und der Bebauungsmöglichkeit des Grundstücks außen scheiterte. Für die letztere Lösung wären besondere Dispense für die Bebauung erforderlich gewesen. Nach dem Einsturz hat man beim Wiederaufbau die Stützen in Schlitze der Außenwände gesetzt, weil die stehengebliebenen Reste der Wände ohne große Schwierigkeiten aufzuschlitzen waren. Auf alle Fälle war bei den beschränkenden Bedingungen die Lösung für den Architekten und Ingenieur eine schwierige Aufgabe, was auch das Gericht anerkannt hat. Bei der Berechnung der Binder sind die Dachlasten nur für ein Pappdach eingesetzt worden, während das vorhandene Dach eine Art Holzzementdach war. Als der Bau einstürzte, war die statische Berechnung der Baupolizei noch nicht eingereicht, die Berechnung also auch noch nicht geprüft. Bei einem Vorbescheid der Baupolizei war natürlich die zulässige Bebaubarkeit des Grundstücks auf das Quadratzentimeter untersucht worden, ebenso andere ähnliche formale Fragen; die Frage aber, ob bei den gegebenen Bebauungsbedingungen überhaupt eine vernünftige Lösung der schwierigen Aufgabe möglich war, ist nicht berührt worden.

Gleich hier sei die Bemerkung eingeschaltet, daß in vielen Bauordnungen Umbauten weniger sorgfältig behandelt werden als Neubauten, da früher solche Umbauten meist nur im Ziehen und Beseitigen von Zwischenwänden bestanden. Heute aber gehören Umbauten zu den schwierigsten Aufgaben und bedürften der peinlichsten Behandlung.

Der Umbau spielte sich zunächst so ab, daß die Binder in zwei Teilen angeliefert und eingebaut wurden. Als die Binder die Dachlast auffingen und auf die Seitenwände übertrugen, ging man an den Ausbau der Zwischendecken und Stützen und den Einbau der Wandversteifungen. Als die oberste Zwischendecke entfernt war und die Rabitzdecke an die Binder angehängt wurde, stürzte der Bau nach einem starken Schneefall ein. Nach dem Einsturz waren die Außenwände bis zur noch vorhandenen Decke nach außen gedrückt, nur die zwei Ecken des an der Straße gelegenen Giebels waren in größerer Höhe stehengeblieben. Die Binder mit der Dachlast lagen auf der unteren Decke.

Die Anklage wurde erhoben nach den Untersuchungen, die ein Gutachter im Auftrage der Staatsanwaltschaft angestellt hatte, die Verurteilung in der ersten Instanz erfolgte auf Grund seines Gutachtens, das die Einsturzursache ganz eindeutig und bestimmt in dem Reißen eines Binderknotenbleches sah. Da der Gutachter sehr bald hauptsächlich auf Grund von Berechnungen die Einsturzursache entdeckt zu haben glaubte, ist die Baustelle nach dem Unglück nicht nach anderen möglichen Ursachen untersucht worden. In diesem Verlauf sehe ich den Hauptgrund, daß in dem ganzen Prozeß, sowohl in der ersten wie auch zweiten Instanz, die Rechtsfindung ungeheuer schwer war. Da sich das Gericht in der ersten Instanz dem Gutachten des ersten Sachverständigen vollkommen angeschlossen hat und andere Gutachten als nicht genügend wissenschaftlich begründet beiseiteschob, wurden auch weitere Beweisanträge, z. B. die Nachbildung eines Binders und seine Probebelastung, abgelehnt. Eine solche Probebelastung hätte sicher größere Klarheit schaffen und den Mangel der unvollständigen Untersuchung der Unfallstelle ausgleichen können.

Für die Verhandlungen in der zweiten Instanz machte der obengenannte Sachverständige der ersten Instanz selbst Versuche mit Knotenblechen, die sehr interessante Ergebnisse hatten. Der Verfasser dieses Nachwortes, der zur zweiten Instanz auch als Sachverständiger geladen war, hat schon vor der mündlichen Verhandlung an den Versuchsergebnissen nachgewiesen, daß die im Binder zur Zeit des Unfalls wirkende Kraft das Knotenblech zwar über die zulässige Grenze beansprucht hat, aber nicht zerreißen konnte, denn das Blech trug beim Versuch 63 t, während es im Augenblick des Einsturzes höchstens 49 t zu tragen hatte. Diesem Standpunkt hat sich der Sachverständige der ersten Instanz in der zweiten Instanz insofern angeschlossen, als er das Reißen des Knotenbleches nicht mehr als unbedingt sichere Tatsache hinstellte und als einzige Einsturzursache bezeichnete, sondern nur noch behauptete, daß der Binder sich in einer Gefahrenzone befand, und daß es wahrscheinlich sei, daß der Einsturz durch das Reißen des Knotenbleches verursacht wurde. Ich dagegen glaube den Beweis erbracht zu haben, daß das Knotenblech nicht zuerst gerissen ist und den Einsturz nicht verursacht hat.

Da in der zweiten Instanz außer der Besichtigung einiger Binderreste Feststellungen über die Binder des Bauwerkes und den Zustand der Unfallstelle unmittelbar durch Augenschein nicht mehr möglich waren, so konnte sich die Beweisaufnahme nur auf die Vernehmungen der Angeklagten und Zeugen erstrecken. Diese Beweisaufnahme ist in äußerst sorgfältiger Weise erfolgt. So wurden sehr genau alle Mängel der Entwurfs- und Ausführungsarbeiten festgestellt. Diese Mängel wurden durch die minutiöse Untersuchung natürlich bei den technischen Laien in ein falsches Licht gerückt. Jedermann weiß, daß bei allen Tätigkeiten der Menschen Fehler gemacht werden, so auch besonders beim Bauen, wo so viele Angehörige der verschiedensten Handwerke nebeneinander arbeiten. Wenn man bei einem beliebigen Bau, der durchaus glatt verlief, eine ähnliche Untersuchung anstellen wollte wie hier, dann würde man auch viele „Verfehlungen" finden. Würde man in anderen Tätigkeitsbereichen der Menschen solche Untersuchungen anstellen, dann würde man auch da zu verblüffenden Ergebnissen kommen. Man sagt im gewöhnlichen Leben, „es wird eben überall mit Wasser gekocht". Man findet den bekannten, allerdings bedauerlichen Zustand, daß die Verantwortungen von einer Stelle zur anderen verschoben werden, bis schließlich niemand mehr weiß, wer eigentlich verantwortlich ist. Ich will diese Zustände nicht gutheißen. Man muß sie aber in Rücksicht ziehen bei der Feststellung, ob ein schuldhaftes Handeln der Angeklagten vorliegt.

Über den inneren ursächlichen Zusammenhang des Einsturzes und den ursächlichen Zusammenhang der „Mängel" mit dem Einsturz hat die Beweisaufnahme nur sehr geringes Material zutage gefördert. Das geht aus der Seitenzahl hervor, den die verschiedenen Abschnitte der Untersuchung im Urteil einnehmen. Die Vorgänge bei der Vergebung und Ausführung sind auf 100 Seiten dargestellt, der Einsturzvorgang auf neun Seiten, der Zustand nach dem Einsturz auf einer Seite, obwohl ich mich an Hand der Photographien eingehend über den örtlichen Befund und die Schlüsse geäußert habe, die man aus ihm über den Einsturzvorgang ziehen kann. Ich habe auf die Punkte hingewiesen, die es als kaum möglich erscheinen lassen, daß der sogenannte Binder I zuerst gerissen ist, wie es in der ersten Instanz als bewiesen angenommen wurde. Wenn die zweite Instanz die Schwäche der Binder nicht als Ursache des Einsturzes allein annimmt, sondern eine Wechselwirkung zwischen der schwachen Mauer und dem schwachen Binder, die zu einem Reißen des Binders und dem Umfallen der Mauer führte, so glaube ich, daß hier ein Widerspruch gegen die Feststellungen über den Befund vorliegt.

Aus der eingehenden Feststellung der kleinsten Mängel einerseits, den einseitigen und dürftigen Feststellungen aus dem Befund nach dem Einsturz anderseits folgt nun eine Einstellung der Strafkammer, die bei technischen Sachverständigen Bedenken erregen muß. Ja, ich bin der Ansicht, daß in den Schlußfolgerungen des Urteils trotz seines meisterhaften Aufbaues und trotz des ungeheuer sorgfältigen und vorsichtigen Abwägens aller Umstände Lücken und Widersprüche vorhanden sind. Es heißt im Urteil:

„Während in dem angeführten Urteil angegeben wurde, daß die Schwäche und Überlastung der Binderkonstruktion die eigentliche Ursache des Einsturzes war, und daß der Einsturz bei dem Binder I erfolgte, hat die Strafkammer die Ursache des Einsturzes im strafrechtlichen Sinne (conditio sine qua non) in dem wechselseitigen Zusammenwirken der Schwäche der Binderkonstruktion und der Schwäche der Seitenmauern des Gebäudes erblickt. Weitere Ursachenkreise für den

Einsturz bilden nach Auffassung der Strafkammer die vorgekommenen Verstöße gegen die baupolizeilichen Vorschriften (z. B. Nichteinreichung der statischen Berechnung, Bauen ohne Bauerlaubnis, Weiterbauen trotz Bauverbot) und die Unterlassung der Absprießung der Mauern während der Umbauarbeiten."

Die Sachverständigen haben über die Ursache des Einsturzes folgende im Urteil wiedergegebenen Standpunkte eingenommen. Der Gutachter der ersten Instanz war der Ansicht, daß sich die Binder infolge der schwachen Knotenbleche in einem Gefahrenzustand befanden. Die Behauptung, daß der Binder I zuerst gerissen wäre und den Einsturz verursacht hätte, konnte er nach seinen eigenen Knotenblechversuchen nicht mehr aufrecht erhalten, die für die Knotenbleche eine Tragfähigkeit von 63 t ergeben hatten, während sie beim Einsturz nur 49 t zu halten hatten. Ein anderer Gutachter sah in der Schwäche der Mauern und dem Fehlen einer Absprießung während der Ausführung die Einsturzursache. An die Giebelmauer besonders, die den Erschütterungen des Verkehrs und dem Zug der Straßenbahnleitung ausgesetzt war, glaubte er den Beginn des Einsturzes verlegen zu müssen. Der dritte Gutachter suchte in der Schwäche der Mauern die Einsturzursache und behauptete, daß sie zuerst eingestürzt wären. Der Unterzeichnete glaubt nachgewiesen zu haben, daß die Binder nicht zuerst gerissen sind, daß die Mauern zwar höher beansprucht waren, als es die Vorschriften zulassen, daß aber die Druckbeanspruchung beim Unfall noch erheblich unter der Bruchfestigkeit selbst eines Mauerwerkes zweiter Klasse lag, und daß schließlich die Knicklast einer Mauer von 8 m Höhe, die sie beim Unfall erst hatte, noch nicht erreicht war. Da von den anderen Sachverständigen keine wesentlichen Einwände erhoben werden konnten, glaubt er bewiesen zu haben, daß die Schwäche der Binder und der Mauern allein den Einsturz nicht herbeigeführt habe, daß also noch unbekannte weitere Ursachen mitgewirkt haben müssen, die keineswegs, wie es im Urteil heißt, „rätselhaft" zu sein brauchen. Ich habe als mögliche weitere Ursache z. B. ein Schiefstehen der Umfassungswände an irgend einer Stelle bezeichnet, wie man das bei älteren Gebäuden oft beobachten kann, ferner Mängel in den Fundamenten. Das sind keine rätselhaften Ursachen, sondern durchaus mögliche, klar beschriebene. Diesen vorstehend kurz wiedergegebenen Gutachten hat die Strafkammer im Urteil zwar zunächst Rechnung getragen, aber sie ist nun, offenbar von der Voraussetzung ausgehend, Verfehlungen sind vorgekommen, der Einsturz ist erfolgt, also muß auch ein ursächlicher Zusammenhaug da sein, weitergegangen und hat selbst nach Ursachen gesucht und, wie sie sagt, eine Erklärung für den Einsturz gefunden, nämlich in der oben schon zitierten Wechselwirkung zwischen der Schwäche der Binder und der Schwäche der Mauern. Sie glaubt, die Unterlagen für diese technische Erklärung in verschiedenen „Einzelangaben der Sachverständigen" zu haben. Die Einzelangaben beziehen sich auf die fehlenden Gleit- und Kipplager und die geringe Höhe des Binders. Seine große Durchbiegung hätte einerseits eine schiebende Wirkung auf die Mauer ausgeübt und anderseits hätte sich die Mauer bewegt, so daß die Binder oben gearbeitet hätten. Von der festen Flächenlagerung, die die Binder meist besaßen, habe ich nachgewiesen, daß sie zwar eine gewisse geringe schiebende Wirkung ausüben konnte, daß aber dieser Mangel unwesentlicher sei als der Vorteil, den die ausgeführte Lagerung hier für die Versteifung der Mauern bot. Die Bemerkung des obengenannten dritten Gutachters, die Bewegung der Mauern könnte ein Arbeiten der Binder verursacht haben, besagt nicht, daß dadurch eine weitere Schwächung der Binder entstehen mußte. Die im Urteil angegebenen Unterlagen, auf Grund deren die Strafkammer die Ursache des Einsturzes gefunden haben will, sind ganz unsicher und zum Teil auch mißverstanden. Ich muß einer Strafkammer aus technischen Laien durchaus die Befähigung absprechen, in einem technisch so verwickelten Fall selbst eine technische Erklärung des Einsturzes finden zu können, die von den Sachverständigen in keiner Weise angedeutet ist, also eine technische Erklärung auf Grund verschiedener „Einzelangaben der Sachverständigen" finden zu können, die deren Angaben in einen neuen technischen Zusammenhang bringt.

Selbstverständlich ist eine gewisse Wechselwirkung zwischen Mauern und Binder vorhanden. Aber sie ist hier sicher keine conditio sine qua non. Wäre die Wechselwirkung gar nicht vorhanden gewesen, hätten also die Binder Gleit- und Kipplager besessen, die die oben von der Strafkammer angegebene Wechselwirkung ausschließen, so wäre der Einsturz doch erfolgt. Dieser Satz wird sicher von allen Sachverständigen anerkannt werden. Die Strafkammer behauptet das Gegenteil, indem sie die Wechselwirkung als conditio sine qua non einführt, beweist aber die Unrichtigkeit des obigen Satzes an keiner Stelle. Es kann also die Schwäche der Binder und Mauern im Zusammenhang mit der Wechselwirkung keine conditio sine qua non sein. Es muß also noch eine unbekannte, aber keineswegs rätselhafte Ursache mitgewirkt haben. Dann fallen aber auch die anderen Punkte des weiteren Ursachenkreises als conditio sine qua non aus.

Dann kommt man zu meinem Standpunkt, daß zwar die Mängel der Konstruktion und der Ausführung nachgewiesen sind, daß aber über die Ursache des Einsturzes nichts mit der bei technisch-naturwissenschaftlichen Fragen notwendigen Sicherheit nachgewiesen worden ist. Daß man bei technisch-naturwissenschaftlichen Fragen eine 100%ige Sicherheit der Beweise niemals erreichen oder fordern kann, wie die Strafkammer meint, ist auch mein Standpunkt. Ich habe nur verlangt, daß über die Einsturzursache ein klares Bild geschaffen wird. Die Strafkammer wirft mir vor, daß ich weitere rätselhafte Ursachen herbeiziehen wolle. Ich glaube aber, daß die von mir angegebenen weiteren möglichen Einsturzursachen weniger rätselhaft sind als die von der Strafkammer gefundene Wechselwirkung und der Satz „die eben erörterte Wechselwirkung verschärft den Gefahrenzustand, in dem sich die zu schwachen Binder sowohl als auch die zu schwachen Seitenmauern befinden, und führte schließlich im Zusammenhang mit irgend einem auslösenden Moment, das nicht näher aufgeklärt ist, die Katastrophe herbei".

Die von mir noch herbeigezogene weitere unbekannte Ursache hat mit dem unbekannten auslösenden Moment, der sogenannten „Initial-Zündung" gar nichts zu tun. Als auslösendes Moment könnte man den Schneefall oder eine Erschütterung durch den Verkehr ansprechen. Der Zustand, der aber als Vorbedingung für die Wirkung der Initial-Zündung vorhanden sein muß, ist ein nur labiles Gleichgewicht, das durch die kleinste Störung zusammenbricht. Dieses nur labile Gleichgewicht ist aber durch die Schwäche der Mauern und der Binder allein nicht erzeugt worden, es muß noch ein weiteres Moment mitgewirkt haben.

Meiner Ansicht nach kann man folgenden Satz als richtig annehmen: Der Einsturz wäre nicht erfolgt, wenn der ganze Bau z. B. nach dem Projekt ausgeführt worden wäre, wie es die Bauunternehmerfirma vorgeschlagen hatte, wenn man Stahlrahmen oder Eisenbetonrahmen um das ganze Gebäude außen gestellt hätte. Dann hätte man aber von Anfang an einen Dispens für die Bebauung des Grundstücks einholen müssen, weil die Rahmen innerhalb des Bauwiches gestanden hätten. Im Innern des Gebäudes nach einem anderen Vorschlag Stützen anzubringen, war einerseits nur möglich, wenn man die in den Raum hineinspringenden Stützen durch eine glatte Wand verdeckt hätte, anderseits wären bei der Montage auch Schwierigkeiten entstanden. Ohne besonderen Dispens ein brauchbares Bauprojekt zu entwerfen, war, wie die Strafkammer selbst anerkannt hat, eine sehr schwierige Aufgabe. Wenn also hier die Angeklagten diese nicht gelöst haben, so haben sie dadurch sicher keine übliche Regel der Technik verletzt, sondern bei einer schwierigen Aufgabe keine richtige Lösung gefunden.

Das Gericht hat bei seiner Erklärung des Einsturzes durch Wechselwirkung zwischen Binder und Mauern ferner auch angenommen, daß die Folgen dieser Wechselwirkung für die Angeklagten übersehbar waren, daß nämlich die Wechselwirkung die Schwäche der Binder und der Mauern verstärken und schließlich die Standsicherheit des ganzen Gebäudes gefährden mußte. Oben habe ich schon gezeigt, daß die Wechselwirkung nur unwesentliche Folgen haben konnte. Wenn also hier ein Sachverständiger und die Strafkammer einen rein technischen Zusammenhang so grundverschieden beurteilen, so muß dieser doch wohl für die Angeklagten nicht so einfach übersehbar gewesen sein.

Soweit der Unterzeichnete das Urteil verstanden hat, hat die Strafkammer ihrer Entscheidung folgenden ursächlichen Zusammenhang des Einsturzes zugrunde gelegt: Der Binder war in einem Gefahrenzustand infolge der Schwäche des Binderknotenbleches. Die Mauern waren nicht weit von der Knickgefahr entfernt. Nun trat die Wechselwirkung der Binder auf die Mauer und der Mauer auf die Binder ein, so daß schließlich das Knotenblech des Binders I, das sich schon in einem Fließzustand befand, riß, der Binder I im Fallen die anderen Binder mitnahm und die fallenden Binder schließlich die Mauern auseinanderdrückten. Die Unhaltbarkeit der von der Strafkammer gefundenen Wechselwirkung als conditio sine qua non ist oben schon gezeigt worden. In seiner Erklärung nimmt das Gericht immer noch ein Reißen des Knotenbleches im Binder I an, während die Versuche des Gutachters der ersten Instanz gezeigt haben, daß noch eine Reserve an Tragfähigkeit von 63 — 49 = 14 t im Augenblick des Einsturzes im Knotenblech vorhanden war. Diese Reserve hätte durch die obengenannte Wechselwirkung überwunden werden müssen. Es ist aber an keiner Stelle der Nachweis erbracht, daß diese 14 t durch die unbedeutenden Wechselwirkungen überwunden werden konnten. Wenn aber die Strafkammer angenommen hat, daß der Überschuß an Tragfähigkeit geringer gewesen ist, dann durfte der weitere Beweisantrag auf eine amtliche Probebelastung eines Binders nicht abgelehnt werden. Ich habe behauptet, daß eine solche Probebelastung ziemlich sicher einen noch größeren Überschuß an Tragfähigkeit im Knotenblech als 14 t ergeben hätte. Die Frage, ob eine solche Belastung eines Binders Ergebnisse geliefert hätte, die mit der Tragfähigkeit der eingebauten Binder vergleichbar wären, habe ich mit einem klaren „Ja" beantwortet. Ich habe erklärt, daß wohl sicher ein solcher Probebinder mit größerer Sorgfalt hergestellt würde, daß aber die Ergebnisse dadurch nicht wesentlich beeinflußt werden können. Für das Material könne man nur die

übliche Handelsware nehmen, die in ihrer Güte keine starken Unterschiede zeige. Außerdem sei es nicht möglich, dem Handelsstahl Unterschiede in der Güte äußerlich anzusehen, so daß ein einfaches Aussuchen unmöglich sei.

Der Verfasser glaubt, daß ein Fehlurteil vorliegt, weil erstens die von der Strafkammer selbständig gefundene Einsturzursache keine conditio sine qua non ist und weil zweitens der Beweisantrag auf Probebelastung eines Binders in Zusammenhang mit der sonstigen Stellungnahme der Strafkammer nicht abgelehnt werden durfte, denn das Ergebnis der Probebelastung konnte für die Stellungnahme der Strafkammer wesentlich werden.

Wären bei diesem Prozeß von Anfang an sachverständige Staatsanwälte oder Richter mit tätig gewesen, dann wäre der Prozeß wohl anders verlaufen. Beim Reichswirtschaftsgericht gibt es technisch sachverständige Beisitzer, bei anderen Gerichten nicht. Bei diesem Strafprozeß wären die Untersuchungsergebnisse vollkommener, die Verhandlungen kürzer und ertragreicher gewesen, das Urteil widerspruchsfreier geworden, wenn technische Beisitzer einen größeren Einfluß hätten ausüben können.

Schließlich sei noch auf eine merkwürdige Ansicht der Strafkammer über die Verantwortlichkeit hingewiesen. Dem Architekten wird „die Hauptverantwortung" zugewiesen, wenn er glaubt, in Dingen, in denen er selbst nicht vollkommen sachverständig ist, der Verantwortung ledig zu sein, indem er einen Spezialsachverständigen zuzieht. Der Architekt kann heute bei den verwickelten Verhältnissen moderner Bauten unmöglich selbst in allen Fragen sachverständig sein, zieht er dann einen Spezialisten zu, so hat er nach meiner Ansicht seine Pflicht getan und kann nicht noch eine „Hauptverantwortung" tragen.

Der Verlauf dieses Prozesses sollte allen, die es angeht, einen Anstoß geben, sich mit den technischen Prozessen etwas näher zu beschäftigen. Nach der in der „Frankfurter Zeitung" (Oktober 1928) geäußerten Ansicht des Herrn Staatsanwaltschaftsrates werden sie bei der zunehmenden Größe der Bauvorhaben und der wachsenden Hast des Wirtschaftslebens immer zahlreicher werden.

Einfluß der Gleislage und der Fliehkräfte auf die Fahrbahn stählerner Eisenbahnbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur **Hailer**, Erfurt, Reichsbahndirektion.

Der Einfluß der Gleislage und der Fliehkräfte auf die Hauptträger stählerner Eisenbahnbrücken sind in einer von Dr.-Ing. Kommerell und Regierungsbaumeister Bruno Schulz verfaßten Abhandlung[1]): Einfluß der Fliehkräfte auf Eisenbahnbrücken ausführlich behandelt worden.

Nachstehend sollen nun Gleichungen entwickelt werden, mit deren Hilfe diese Einflüsse auf die Fahrbahnteile — Schwellen, Längs- und Querträger — stählerner Eisenbahnbrücken berechnet werden können. Die Bezeichnungen und soweit erforderlich die Formeln sind aus der oben genannten Abhandlung entnommen.

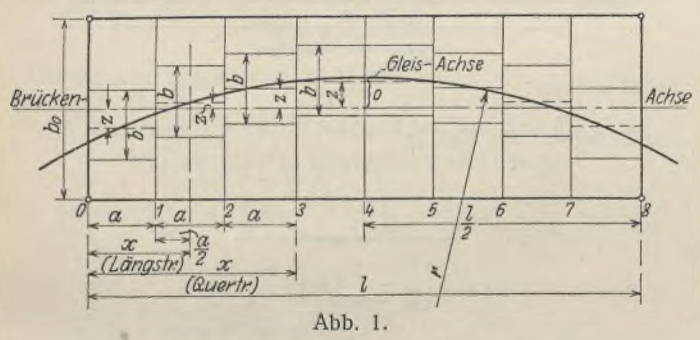


Abb. 1.

Untersucht wird der durch Abb. 1 dargestellte Fall: die Längsträger sind der Gleiskrümmung folgend versetzt. Die für diese Anordnung hergeleiteten Gleichungen können auch für die Fahrbahnanordnungen des Abschnittes 5, insbesondere für die häufiger vorkommenden Fälle der Abb. 11 u. 12 ohne weiteres benutzt werden. Die Gleisachse auf der Brücke ist für sämtliche Fälle als Kreisbogen angenommen. Der Abhandluug sind die entsprechenden Bestimmungen der „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE)" der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zugrunde gelegt.

1. Gleichung der kreisförmigen Gleisachse bezogen auf die Brückenachse.

Die Ordinate y im Abstande x vom Auflager A berechnet sich nach Abb. 2 zu:

(1) $y = h - (f - o) = h + o - f,$

h berechnet sich aus:

$$(h + r - f)^2 + \left(\frac{l}{2} - x\right)^2 = r^2.$$

(2) $h = -(r - f) + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2}.$

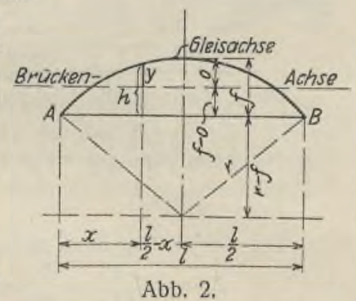


Abb. 2.

Setzt man in die Gleichung von y für h den vorstehenden Wert ein, so wird:

$$y = -r + f + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2} + o - f.$$

(3) $$y = o - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2}.$$

[1]) Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1925. Vom Verfasser ist ein Verfahren über die Ermittlung des Einflusses der Gleiskrümmung und Fliehkraft auf die Hauptträger stählerner Eisenbahnbrücken mit Hilfe von Einflußlinien in der Fachschrift: „Die Bautechnik" 1926, Heft 7, S. 87, veröffentlicht worden.

2. Querschwellen.

Es bezeichnen:

A_i und B_a die Auflagerdrücke der Schwelle am inneren und äußeren Längsträger aus Verkehrslast und Fliehkraft,

P die in Frage kommende Achslast,

b den Längsträgerabstand,

s und t die Abstände zwischen Längsträger und Schiene (Abb. 3).

$$\left.\begin{aligned} i &= m \cdot \frac{\ddot{u}}{1{,}5} \\ e &= n_s \operatorname{tg} \alpha - i \end{aligned}\right\} \text{vergl. Kommerell (Abb. 4)}$$

Abstände s und t (Abb. 3).

Ist:

x der Abstand einer beliebig gewählten Schwelle vom linken Brückenauflager,

y die aus Gl. 3 ermittelte Ordinate,

z der Abstand der Längsträger-Schwerachse von der Brückenachse, so berechnet sich in Metern:

$$\frac{b}{2} = \frac{1{,}5}{2} - (y - z) + s$$

(4) $$s = \frac{b}{2} - \frac{1{,}5}{2} - z + y$$

und

$$\frac{b}{2} = \frac{1{,}5}{2} + (y - z) + t$$

(5) $$t = \frac{b}{2} - \frac{1{,}5}{2} + z - y.$$

Spurerweiterungen sind gegebenenfalls bei dem Maß 1,5 m (Schienenabstand) zu berücksichtigen.

Bemerkung. y und z sind in diesen wie den nachfolgenden Gleichungen mit negativem Vorzeichen einzuführen, sobald sie unter der Brückenachse liegen (Abb. 1).

α) Hölzerne Querschwellen.

Die Verkehrslasten sind ohne Stoßwirkung einzuführen.

Mit Bezug auf Abb. 3 u. 4 sind die Biegungsmomente:

(6) $$\left\{\begin{aligned} M_i &= A_i\, s \\ M_a &= B_a\, t. \end{aligned}\right.$$

Für eine Schwelle im Abstande x vom linken Brückenauflager ist alsdann bei Ruhestellung:

Abb. 3.

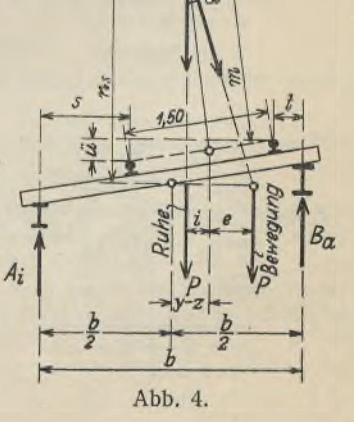


Abb. 4.

$$A_i b - P\left[\frac{b}{2} - (y-z) + i\right] = o$$

(7) $$A_{i(r)} = P\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b}(y-z-i)\right].$$

Für y den Wert aus Gl. 3 eingesetzt:

(7a) $$A_{i(r)} = P\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b}\left(o - i - z - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2}\right)\right]$$

bei Bewegung (volle Fliehkraft)

$$A_i b - P\left[\frac{b}{2} - (y-z) - e\right] = o$$

(8) $$A_{i(v)} = P\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b}(y-z+e)\right]$$

und mit y aus Gl. 3:

(8a) $$A_{i(v)} = P\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b}\left(o + e - z - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2}\right)\right].$$

Ebenso folgt aus Abb. 4 bei Ruhestellung:

$$B_a b - P\left[\frac{b}{2} + (y-z) - i\right] = o$$

(9) $$B_{a(r)} = P\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b}(y-z-i)\right],$$

bei Bewegung (volle Fliehkraft)

$$B_a b - P\left[\frac{b}{2} + (y-z) + e\right] = o$$

(10) $$B_{a(v)} = P\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b}(y-z+e)\right].$$

β) Stählerne Querschwellen.

Die Verkehrslasten sind mit Stoßzahlen einzuführen. Die Biegungsmomente im Abstande s und t:

(6a) $$\begin{cases} M_i = \varphi A_i s \\ M_a = \varphi B_a t. \end{cases}$$

Aus der Abb. 6 und Gl. 12 folgt mit der Achslast P — an Stelle der Last 1 — und der halben größten Fliehkraft:

(8b) $$A_{i(v)} = P\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b}\left(y - z + \frac{e-i}{2}\right)\right]$$

und mit der Achslast P und der vollen Fliehkraft nach Gl. 10:

(10a) $$B_{a(v)} = P\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b}\left(y - z + e\right)\right].$$

y in den vorstehenden Gleichungen ist aus Gl. 3 zu ermitteln.

3. Längsträger.

Es bezeichnen:

A_i und B_a die gesuchten Auflagerdrücke für den inneren und äußeren Längsträger am Querträger und

M_i und M_a die gesuchten Biegungsmomente in Trägermitte dieser Träger aus Verkehrslast, Fliehkraft und Stoßzahl bei kreisförmiger Gleisachse,

A_p den größten Auflagerdruck der Längsträger am Querträger und

M_p das größte Biegungsmoment dieser Träger aus Verkehrslast für ein Gleis bei gerader Gleisachse (A_p und M_p sind den BE-Vorschriften zu entnehmen),

a_i und b_a Zahlen, die den Einfluß der Gleislage und Fliehkraft bei einer bewegten Last 1 berücksichtigen. In den meisten Fällen genügt es, sie für A_p und M_p in der Fachmitte (Mitte des Längsträgerfeldes) zu berechnen oder für A_p gegebenenfalls als Mittelwert zweier Nachbarfelder (Abb. 1),

b den Schwellenträgerabstand,

$$i = m \cdot \frac{\ddot{u}}{1{,}5};$$
$$e = n_l \operatorname{tg} \alpha - i;$$
φ die Stoßzahl.

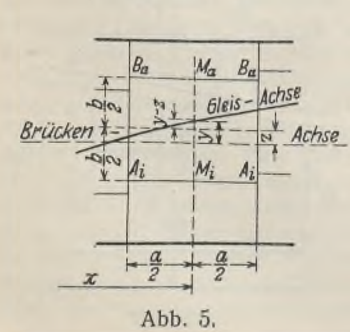


Abb. 5.

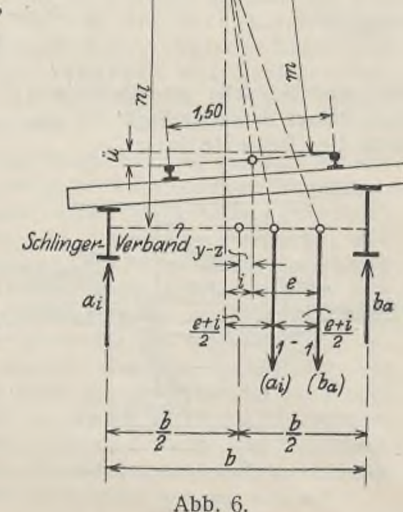


Abb. 6.

Für einen inneren Längsträger im Abstande x vom linken Brückenauflager berechnet sich nach Abb. 1 u. 5.

(11) $$\begin{cases} A_i = \varphi A_p a_i \\ M_i = \varphi M_p a_i. \end{cases}$$

Mit Bezug auf die Abb. 5 u. 6 berechnet sich für eine Last $P = 1$ und der halben größten Fliehkraft

$$a_i b - 1\left[\frac{b}{2} - (y-z) - e + \frac{e+i}{2}\right] = o$$

(12) $$a_i = 1\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b}\left(y - z + \frac{e-i}{2}\right)\right].$$

Aus den Gleichungen 11 u. 12 berechnet sich der Auflagerdruck A_i am Querträger zu:

$$A_i = \varphi A_p\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b}\left(y - z + \frac{e-i}{2}\right)\right]$$

wo y aus Gl. 3 für die jeweilige Fachmitte zu berechnen ist $\left(\frac{a}{2}\right)$.

Im folgenden wird für A_i eine genauere Formel entwickelt für den Fall $z = o$ (Abb. 11).

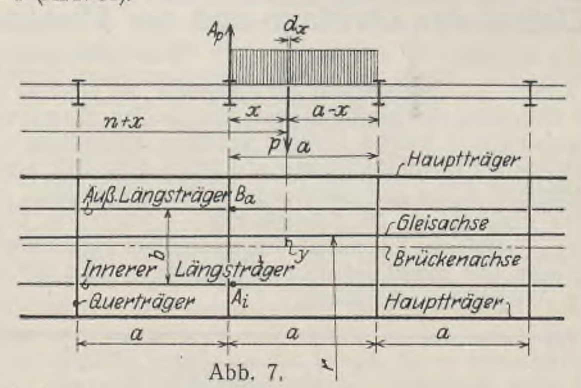


Abb. 7.

Es ist wie vor:

$$A_i = \varphi A_p a_i.$$

Mit Bezug auf die Abb. 7:

$$A_p = \int_0^a p\,dx \cdot \frac{a-x}{a}$$

und

$$a_i = 1\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b}\left(y + \frac{e-i}{2}\right)\right].$$

Gleisachse (Parabel)
Brücken - Achse
Abb. 8.

Bei Annahme einer parabelförmigen Gleisachse (Abb. 8) wird:

$$y = o - f + \frac{4f(n+x)}{l^2}(l-n-x)$$

und somit:

$$a_i = 1\left\{\frac{1}{2} - \frac{1}{b}\left[o + \frac{e-i}{2} - f + \frac{4f(n+x)}{l^2}(l-n-x)\right]\right\}$$

Diese Werte in die Gleichung für A_i eingesetzt ergibt:

$$A_i = \varphi \int_0^a p \cdot \frac{a-x}{a}\left\{\frac{1}{2} - \frac{1}{b}\left[o + \frac{e-i}{2} - f + \frac{4f(n+x)}{l^2}(l-n-x)\right]\right\}dx.$$

Die Auswertung führt zu der Gleichung:

(13) $$A_i = \varphi A_p\left\{\frac{1}{2} - \frac{1}{b}\left(o + \frac{e-i}{2} - f + \frac{2f}{3l^2}\left[2l(3n+a) - 2n(3n+2a) - a^2\right]\right)\right\}.$$

Beispiel. Anwendung der Näherungsformel und der genaueren Formel auf die Längsträger einer ausgeführten Brücke (Abb. 9).

$l = 11 \cdot 3{,}65 = 40{,}15$ m; r: 700 m; $f = 0{,}288$ m;

$o = \frac{f}{3} = \frac{0{,}288}{3} = 0{,}096$ m; $\ddot{u} = 0{,}065$ m; $m = 2$ m;

$i = \frac{2 \cdot 0{,}065}{1{,}5} = 0{,}087$ m; $\operatorname{tg}\alpha = 0{,}0911$; $n_l = 2{,}87$ m;

$e = 2{,}87 \cdot 0{,}0911 - 0{,}087 = 0{,}174$ m; $b = 1{,}9$ m.

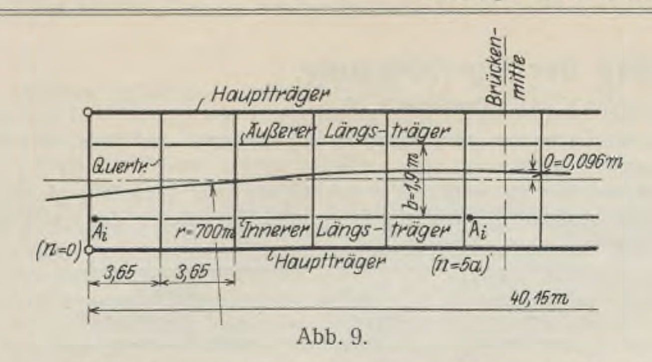


Abb. 9.

A_i des inneren Längsträgers in Brückenmitte.

a) Näherungsformel 11 u. 12.

$$A_i = \varphi\, A_p \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b}\left(o + \frac{e-i}{2} - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2}\right)\right] \text{ mit } x = \frac{l}{2}$$

$$\underline{A_i = \varphi\, A_p \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b}\left(o + \frac{e-i}{2}\right)\right]}.$$

Obige Werte eingesetzt:

$$\underline{A_i} = \varphi\, A_p \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{1,9}\left(0{,}096 + \frac{0{,}174 - 0{,}087}{2}\right)\right] = \underline{\varphi\, A_p \cdot 0{,}4266.}$$

b) Genauere Formel 13.

$$f = 0{,}288 \text{ m}; \quad l = 11\,a; \quad n = 5\,a.$$

$$A_i = \varphi\, A_p \left\{\frac{1}{2} - \frac{1}{1,9}\left(0{,}096 + \frac{0{,}174 - 0{,}087}{2} - 0{,}288 + \frac{2 \cdot 0{,}288}{3 \cdot 121\,a^2}\,[22\,a \cdot 16\,a - 10\,a \cdot 17\,a - a^2]\right)\right\}.$$

$$A_i = \varphi\, A_p \left\{\frac{1}{2} - \frac{1}{1,9}\left(0{,}096 + \frac{0{,}174 - 0{,}087}{2} - 0{,}288\, \frac{2 \cdot 0{,}288 \cdot 181\,a^2}{363\,a^2}\right)\right\}.$$

$$\underline{A_i = \varphi\, A_p \cdot 0{,}4266.}$$

Genaue Übereinstimmung ist vorhanden.

A_i des inneren Längsträgers im Brücken-Endfeld.

a) durch Näherungsformel 11 u. 12.

$$A_i = \varphi\, A_p \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b}\left(o + \frac{e-i}{2} - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2}\right)\right].$$

$$x = \frac{a}{2} = \frac{3{,}65}{2}$$

$$A_i = \varphi\, A_p \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{1,9}\left(0{,}096 + \frac{0{,}174 - 0{,}087}{2} - 700 + \sqrt{700^2 - \left(\frac{40{,}15}{2} - \frac{3{,}65}{2}\right)^2}\right)\right].$$

$$\underline{A_i = \varphi\, A_p \cdot 0{,}5518.}$$

b) Genauere Formel 13.

$$f = 0{,}288 \text{ m}; \quad l = 11\,a; \quad n = o.$$

$$A_i = \varphi\, A_p \left\{\frac{1}{2} - \frac{1}{1,9}\left(0{,}096 + \frac{0{,}174 - 0{,}087}{2} - 0{,}288 + \frac{2 \cdot 0{,}288}{3 \cdot 121\,a^2}\,[2 \cdot 11\,a \cdot a - a^2]\right)\right\}.$$

$$A_i = \varphi\, A_p \left\{\frac{1}{2} - \frac{1}{1,9}\left(0{,}096 + \frac{0{,}174 - 0{,}087}{2} - 0{,}288 + \frac{2 \cdot 0{,}288 \cdot 21\,a^2}{363\,a^2}\right)\right\}.$$

$$\underline{A_i = \varphi\, A_p \cdot 0{,}5605.}$$

Unterschied zwischen Näherungswert und genauerem Wert = 1,6%: ohne Bedeutung. Zu beachten ist auch, daß der Entwicklung der genaueren Gleichung eine Parabel statt ein Kreis zugrunde gelegt ist.

Für einen äußeren Längsträger im Abstande x vom linken Brückenauflager ist:

$$\text{(14)} \qquad \begin{cases} B_a = \varphi\, A_p\, b_a \\ M_a = \varphi\, M_p\, b_a \end{cases}$$

Mit Bezug auf Abb. 5 u. 6 berechnet sich für eine Last $P = 1$ und der vollen Fliehkraft:

$$b_a\, b - 1 \left[\frac{b}{2} + (y - z) + e\right] = o$$

$$\text{(15)} \qquad \underline{b_a = 1 \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b}(y - z + e)\right]}$$

wo y aus Gl. 3 zu berechnen ist $\left(\frac{a}{2}\right)$.

4. Querträger.

Es bezeichnen:

A_i und B_a die gesuchten Auflagerdrücke des Querträgers am inneren und äußeren Hauptträger aus Verkehrslast, Fliehkraft und Stoßzahl bei kreisförmiger Gleisachse.

A_p die Querträgerbelastung durch einen Längsträgerstrang bei gerader Gleisachse. (Den BE-Vorschriften zu entnehmen.)

M_i und M_a die an den Anschlußstellen der Längsträger im Querträger auftretenden Biegungsmomente.

a_i und b_a Zahlen, wie unter 3, bezogen auf den Querträger (Abb. 1).

s und t die mittigen Abstände zwischen Längs- und Hauptträger.

b_o den Abstand der Hauptträger.

$$i = m \cdot \frac{ü}{1{,}5}; \qquad e = n_q \operatorname{tg} \alpha - i.$$

Für einen Querträger im Abstande x vom linken Auflager (Abb. 1) ist:

$$\text{(16)} \qquad \underline{A_i = \varphi\, 2\, A_p\, a_i.}$$

Für eine Last $P = 1$ und der halben größten Fliehkraft berechnet sich nach Abb. 10:

$$a_i\, b_o - 1 \left[\frac{b_o}{2} - y + i - \frac{e+i}{2}\right] = o$$

$$\text{(17)} \qquad \underline{a_i = 1 \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_o}\left(y + \frac{e-i}{2}\right)\right]}.$$

Für einen Querträger im Abstande x vom linken Auflager ist:

$$\text{(18)} \qquad \underline{B_a = \varphi\, 2\, A_p\, b_a.}$$

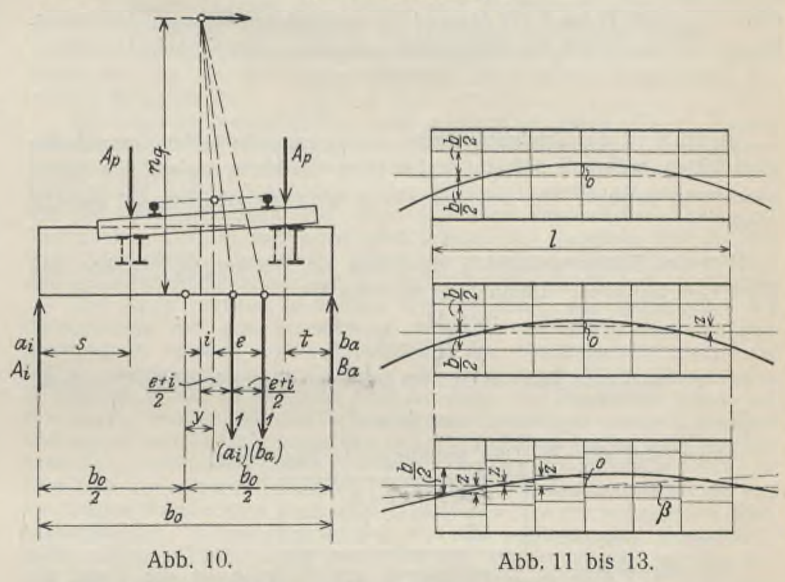


Abb. 10. Abb. 11 bis 13.

Aus Abb. 10 folgt bei voller Fliehkraft:

$$b_a\, b_o - 1 \left[\frac{b_o}{2} + y + e\right] = o$$

$$\text{(19)} \qquad \underline{b_a = 1 \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_o}(y + e)\right]}.$$

Die y-Werte sind wieder aus Gl. 3 zu ermitteln.

Die Biegungsmomente berechnen sich im Abstande s und t von den Hauptträgern (Abb. 10) alsdann zu:

$$\text{(20)} \qquad \begin{cases} M_i = A_i\, s \\ M_a = B_a\, t. \end{cases}$$

Durch Einsetzen von y aus Gl. 3 in die vorstehenden Formeln lassen sich erweiterte Gleichungen in der Form 7a u. 8a aufstellen.

5. Sonderfälle.

Die vorstehend hergeleiteten Gleichungen können ebenfalls benutzt werden für die Fälle:

a) die Längsträger sind nicht versetzt und im Abstande $\frac{b}{2}$ von der Brückenachse dieser parallel angeordnet; $z = o$ (Abb. 11),

b) die Längsträgerschwerachse ist parallel der Brückenachse um das Maß z nach unten oder oben verschoben angeordnet; z = konstant und negativ unter der Brückenachse (Abb. 12),

c) die Gleisbogensehne ist um den $\sphericalangle\, \beta$ gegen die Brückenachse gedreht; z ändert sich von Feld zu Feld. Die y-Werte sind hierbei besonders zu bestimmen (Abb. 13).

Alle Rechte vorbehalten.

Baustoffwahl unter Berücksichtigung der Durchbiegung.

Von Dipl.-Ing. **Karl Schäfer**, Beratender Ingenieur V. B. I., Frankfurt a. M.

Betrachtet man die Gleichung der Biegelinie eines Tragwerks, so wird hierin der jeweilige Baustoff fast ausschließlich durch sein Elastizitätsmaß E gewertet. Ist dieses nun wie z. B. bei den bis heute im wesentlichen in Betracht kommenden Stahlarten gleich, so ist ohne weiteres ersichtlich, daß in denjenigen Fällen, in denen der Durchbiegung entscheidende Bedeutung zukommt, die wirtschaftlich teuren Stahlarten, denen eine höhere zulässige Spannung entspricht, keine Vorteile mehr gegenüber dem gangbaren und im übrigen sehr geschätzten Flußstahl 37 bieten. Die Beziehungen festzulegen, nach denen die jeweils wirtschaftlichste Stahlart gefunden werden kann, ist der Zweck der nachstehenden Untersuchung. Diese bezieht sich in erster Linie auf die Verhältnisse bei Eisenbahnbrücken; abschließend werden die Träger bei Hochbauten einer kürzeren Betrachtung unterzogen.

Angenommen wird, daß in einem bestimmten Fall die maßgebende Durchbiegung gefunden und ausgedrückt sei in der Form:

(1) $$\max f_p = \alpha \cdot \frac{\max M_p\, l^2}{E J}.$$

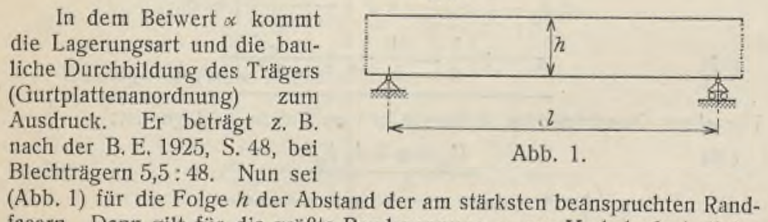


Abb. 1.

In dem Beiwert α kommt die Lagerungsart und die bauliche Durchbildung des Trägers (Gurtplattenanordnung) zum Ausdruck. Er beträgt z. B. nach der B. E. 1925, S. 48, bei Blechträgern 5,5 : 48. Nun sei (Abb. 1) für die Folge h der Abstand der am stärksten beanspruchten Randfasern. Dann gilt für die größte Randspannung σ_p aus Verkehrslast allein:

(2) $$\sigma_p = \frac{\max M_p}{J_n} \cdot \frac{h}{2}.$$

In Gl. 1 ist das Trägheitsmoment J des ungeschwächten Querschnitts einzuführen, während sich in der zweiten Gleichung J_n auf den Nettoquerschnitt bezieht. Um mit nur einem Wert zu arbeiten, sei gesetzt:

(3) $$J = \varrho J_n.$$

Für den Erfahrungsfaktor ϱ kann man bei Blechträgern genähert den Wert 1,18 einführen. Damit folgt nun aus Gl. 2

(4) $$\frac{\max M_p}{J} = \frac{2 \sigma_p}{\varrho h}.$$

Trägt man diesen Wert[1]) in Gl. 1 ein und setzt entsprechend der Vorschrift:

(5) $$\max f_p = \frac{l}{n}.$$

Dann folgt aus Gl. 1 die grundlegende Beziehung:

(6) $$\boxed{\frac{h}{\sigma_p} = \frac{2 \alpha n}{\varrho E} \cdot l}$$

Für die praktische Durchführung der Aufgabe ist die Form der Gl. 6 nicht besonders geeignet, da sie σ_p enthält. Nun besteht aber, wie leicht ersichtlich, zwischen der größten auftretenden Gesamtspannung

(7) $$\max \sigma = \frac{M_g + \varphi M_p + \dots\dots}{W_n}$$

und σ_p die einfache Beziehung

(8) $$\sigma_p = \frac{M_p}{M_g + \varphi M_p + \dots\dots} \cdot \max \sigma.$$

Geht man mit diesem Ausdruck für σ_p in Gl. 6 ein, dann folgt das gewünschte Ergebnis, d. h. der entscheidende Zusammenhang zwischen Trägerhöhe und höchst erreichbarer Spannung $\max \sigma$, bei Innehaltung der vorgeschriebenen Durchbiegung:

(9) $$\boxed{h \geqq \frac{2 \alpha n l}{\varrho E} \cdot \frac{M_p}{M_g + \varphi M_p + \dots\dots} \cdot \max \sigma}$$

Aus Gl. 9 ermittelt man zu einem beabsichtigten $\max \sigma = \sigma_{zul}$. Die erforderliche Trägerhöhe, die also eine Ausnutzung der Spannung gestattet oder aus ihrer Umkehrung, d. h. wenn h durch bauliche Einschränkungen festgelegt ist, die höchst erreichbare Gesamtspannung, d. h. es darf sein bei gegebenem h:

(10) $$\boxed{\max \sigma \leqq \frac{h \varrho E}{2 \alpha n l} \cdot \frac{M_g + \varphi M_p + \dots\dots}{M_p}}$$

[1]) Diese Substitution gibt Anlaß zu folgender Bemerkung: Die hier in Betracht gezogenen Verhältnisse gewinnen an Klarheit, wenn man in die Gleichung der Biegelinie statt M und J die Werte σ, E und h einführt. Die nähere Betrachtung sei dem Leser überlassen.

Bei Entwurfsarbeiten wird wohl in der Mehrzahl der Fälle von Gl. 10 ausgegangen werden.

Ist nun das so ermittelte $\max \sigma$ kleiner oder höchstens gleich dem σ_{zul} einer bestimmten Stahlart, dann folgt bei dieser das erforderliche Widerstandsmoment allgemein aus:

(11) $$\boxed{W_n = \frac{M_g + \varphi M_p + \dots\dots}{\max \sigma} = \frac{2 \alpha n l}{h \varrho E} \cdot M_p}$$

Abb. 2.

Ergibt Gl. 10 Werte für $\max \sigma$, welche zwischen zwei bestimmten σ_{zul} liegen, dann dürften die Kostenlinien, als Funktion von $\max \sigma$ aufgetragen, etwa den neben in Abb. 2 gezeichneten Verlauf nehmen, und die Wahl der Stahlart kann auf Grund des Kostenkleinstwertes erfolgen, wobei aber Bedacht genommen werden muß, ob die evtl. Verwendung mehrerer Stahlarten an einem Bauwerk angebracht ist.[2])

Ein Beispiel möge das Dargebotene erläutern. Betrachtet werde ein einfacher Balken auf zwei Stützen, wobei

$l = 30{,}0$ m; $\varphi = 1{,}49$; $M_g = 157{,}0$ tm; $M_p = 767{,}0$ tm
$M_g + \varphi M_p = 157{,}0 + 1{,}49 \cdot 767{,}0 = 1300{,}0$ tm.

Aus Gl. 9, 10 u. 11 wird jetzt, da

$$\alpha = \frac{5{,}5}{48}; \quad n = 900; \quad \varrho = 1{,}18; \quad E = 2\,100\,000.$$

(9a) $$h_{erf} \geqq \frac{11}{48} \cdot \frac{n l}{\varrho E} \cdot \frac{M_p}{M_g + \varphi M_p} \cdot \sigma_{zul}.$$

Ist diese erforderliche Höhe nicht vorhanden, dann gilt:

(10a) $$\max \sigma_{zul} \leqq \frac{48}{11} \cdot \frac{\varrho E}{n l} \cdot \frac{M_g + \varphi M_p}{M_p} \cdot h_{vorh}$$

(11a) $$W_n = \frac{M_g + \varphi M_p}{\max \sigma_{zul}} = \frac{11}{48} \cdot \frac{n l}{\varrho E} \cdot \frac{M_p}{h_{vorh}}.$$

Mit den oben angegebenen Werten folgt in dem speziellen Fall nach Gl. 9a

$$h_{erf} = \frac{11 \cdot 900 \cdot 3000}{48 \cdot 1{,}18 \cdot 2\,100\,000} \cdot \frac{767{,}0}{1300} \cdot \sigma_{zul} = 0{,}147\, \sigma_{zul}.$$

Somit bei den einzelnen Stahlarten

$h_{37} = 0{,}147 \cdot 1400 = 206$ cm
$h_{48} = 0{,}147 \cdot 1820 = 268$ „
$h_{Si} = 0{,}147 \cdot 2120 = 312$ „

Hieraus ist weiter ersichtlich, daß bei Innehaltung von zulässiger Spannung und Durchbiegung die hochwertigeren Stähle eine größere Höhe als Flußstahl 37 verlangen.

Bei Hochbauten soll die Durchbiegung gegebenenfalls so bemessen sein, daß sie den Wert $l : 500$ bei Vollbelastung nicht überschreitet. Es wird wieder wie vor angenommen, daß sich die maßgebende Durchbiegung in der Form darstellen läßt:

(12) $$f = \alpha \frac{\max M l^2}{E J} = \alpha \frac{\max M l^2}{E \varrho J n}.$$

Hieraus ergibt sich nach einigen Zwischenrechnungen die der Gl. 6 entsprechende Beziehung:

(13) $$\frac{h}{\max \sigma} = \frac{2 \alpha n}{E \varrho} \cdot l$$

woraus alles Weitere leicht erschlossen werden kann. So findet man z. B. für einen Träger auf zwei Stützen, der mit gleichmäßig verteilter Last beansprucht ist, bei $\varrho = 1$ die Gleichung:

(14) $$h_{cm} = \frac{\max \sigma}{202} \cdot l_m$$

d. h. bei $\max \sigma = \sigma_{zul} = 1200$ km/cm² muß sein:

(15) $$h_{cm} = \frac{1200}{202} \cdot l_m = 6{,}0\, l_m.$$

Unter welchen Voraussetzungen $\varrho = 1$ gesetzt werden kann, braucht wohl nicht näher angegeben zu werden.

[2]) Schließlich ist noch in besonderen Fällen zu prüfen, ob unter Berücksichtigung der Zusatzkräfte die entsprechend erhöhte zulässige Spannung nicht überschritten wird.

Verschiedenes.

Aufstockungssteuer. In Heft 5/1928 des „Stahlbau" ist zu der Frage der Besteuerung von Hochhäusern Stellung genommen und darauf hingewiesen, daß — wenn nach Einführung einer solchen Steuer überhaupt noch Hochhäuser gebaut würden — ihr steuerlicher Ertrag gleich Null, d. h. durch den Eintreibungsapparat verzehrt werden dürfte. Diesem durchaus negativen Ergebnis steht auf der anderen Seite eine empfindliche und störende Belastung der Wirtschaft gegenüber. Überdies können dem Fiskus so immerhin beträchtliche Einnahmen, namentlich aus Grund- und Wertzuwachssteuer, verloren gehen, da manches Hochhausprojekt daraufhin zweifellos unausgeführt bleibt. — Es wurde weiterhin gesagt, daß man versucht sei, hierin das planmäßige Streben zu erblicken, den Bau von Hochhäusern überhaupt zu unterbinden: In dieser Ansicht wird man bestärkt, wenn man neuerdings von Absichten hört, eine Aufstockungssteuer einzuführen, welche jedes fünfte und alle weiteren Stockwerke eines Gebäudes erfassen und die entweder nach dem Werte von Grund und Boden oder nach der Jahresmiete berechnet werden soll.

Im ersten Fall wird — wie die „Germania" in ihrer Nr. 113 vom 8. März schreibt — der Steuersatz nach dem Rauminhalt auf 1,— R.-M. je m³ festgesetzt werden, im zweiten Fall würde die Steuer das Vierfache des Jahresbruttomietwertes betragen. Wenn das genannte Blatt weiter sagt, daß: „. . . . . eine Beschränkung des Wohnungsbaues durch diese Steuer nicht stattfindet, da alle drei- und viergeschossigen Bauten der Steuer nicht unterliegen, auch wenn sie im Wege des Dispenses erfolgen, und höhergeschossige Wohnbauten nicht im Interesse der städtischen Bevölkerung liegen . . . .", so ist darauf zu erwidern, daß diese Fragen noch sehr umstritten sind, und deshalb mit vorzeitigen Steuerplänen doch vorerst gewartet werden sollte.

Im Interesse einer ungestörten Entwicklung all der mit dem Hochhausproblem in Beziehung stehenden Fragen ist unbedingt zu wünschen, daß von allen amtlichen Stellen größte Zurückhaltung gewahrt wird, da sonst möglicherweise schwer wiedergutzumachende Übereilungen und Schäden angerichtet werden können: Um so mehr, da greifbare kommunalwirtschaftliche Ergebnisse durch ein Anziehen der Steuerschraube in dieser Richtung nicht zu erwarten sind.

Der Stahl im Bürohausbau. Unter allen Zweckbauten sind es sicherlich die Bürohäuser, in denen die größten Kapitalien angelegt sind. Ihre Zahl hat sich mit der Entwicklung der Wirtschaft in den letzten Jahrzehnten ebenso vermehrt, wie sich ihre Ausführung und Ausstattung vervollkommnet hat.

Genaue und durchaus zuverlässige Angaben über die Erfahrungen im Bürohausbau verdankt man nach einer Mitteilung von Arthur T. North insbesondere den Untersuchungen des Ausschusses des „Nationalverbandes amerikanischer Hausbesitzer und Hausverwalter" sowie verschiedener einzelner Mitglieder dieses zusammen über einen Besitz von über sechs Billionen Dollar verfügenden Verbandes. Ihm hat kürzlich ein auf Grund von Beobachtungen an 155 Bürohäusern in 40 Städten der Union verfaßter Bericht seines früheren Vorsitzenden Earle Schultz in Chicago vorgelegen, welcher die Lebensdauer des Bürohauses in zwei Abschnitte einteilt, deren erster ungefähr bis zum 28. Jahre reicht, bis wohin die Bruttoeinnahmen ungefähr gleich bleiben, die Unkosten freilich fortlaufend etwas steigen, die Gebäudenutzung im ganzen jedoch eine angemessene Verzinsung des Anlagekapitals gewährleistet.

Der zweite Abschnitt vom 28. Lebensjahre ab stellt eine Zeit des Zinsrückganges und der Betriebskostensteigerung dar und wird in der Regel eingeleitet durch den Auszug des besseren Teils der Mieter. Tritt ein Gebäude in dieses zweite Stadium, so ist sein Abbruch nur noch eine Frage der Zeit. Sein Kapitalwert sinkt schnell und beträgt bald kaum mehr als den Grundstückspreis, während ein Gebäude in der ersten Periode meist einen Verkaufspreis bringen wird, der ungefähr seinem Neubauwert entspricht. Nach der Arbeit von Schultz kommen als immer wiederkehrende, geradezu typische Ursachen für das Veralten in Frage:

1. die normale Entwicklung des Geschäftsviertels einer Stadt,
2. Verschiebungen des Geschäftsverkehrs innerhalb der Stadt,
3. die Errichtung von Neubauten anderer Art oder moderneren Stils,
4. die größere Leistungsfähigkeit solcher Neubauten mit neuzeitlichen Betriebsverbesserungen und größerem Komfort,
5. das Abschneiden von Licht und Luft durch Neubauten, dadurch Minderung des Nutzungswertes.

Die Ursachen und der Begriff des „Veraltens", d. h. der Wertminderung, unabhängig von Erscheinungen rein baulichen Verfalls, sind an dieser Stelle bereits mehrfach erläutert worden[1]). Es braucht hier deshalb nicht nochmals darauf eingegangen zu werden. Ebensowenig auf die große Schnelligkeit, mit der dieses „Veralten" heute in Amerika wie anderswo im Großstadtleben sich vollzieht.

In einem Schreiben von Lawson Purdy, dem früheren Präsidenten des Finanzamts der Stadt New York, an Lee Thompson Smith, den neuen Vorsitzenden des vorerwähnten Hausbesitzer-Verbandes, heißt es wörtlich: „Die wichtigsten Bürogebäude befinden sich auf Manhattan in der City von New York. Hier geht der Wechsel so schnell vor sich, daß ein Gebäude oft schon fast völlig entwertet ist, bevor es überhaupt nur die geringsten baulichen Alterserscheinungen zeigt. Ein Gebäude ist das wert, was es einbringt, obgleich es naturgemäß nicht gut mehr wert sein kann, als was ein Neubau kosten würde. Einige Gebäude auf Manhattan werden schon nach fünf Jahren veraltet sein und anderen den Platz wegnehmen." Dazu sagt Schultz in seinem Bericht sehr anschaulich: „Tatsächlich sind alle Teile eines Bürohauses — ausgenommen der Boden und das Stahlskelett — einer viel größeren Zahl von Entwertungsmöglichkeiten ausgesetzt, als man im allgemeinen vermutet". Daß das Stahlskelett frei ist von der Gefahr der Wertminderung, geht aus Beobachtungen hervor, die man beim Abbruch von Stahlskeletthäusern gemacht hat. Es ist durchaus üblich, das ausgebaute stählerne Tragwerk für neue Bauten zu verwenden; sicherlich ein Beweis für seine unverminderte Widerstandsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit, zu der noch die bestmögliche Ausnutzung hochwertigen Baugrundes kommt dank der geringen Querschnitte eines solchen Skelettbaues.

[1]) Vergl. u. a. Baustahl, Bau- und Geschäftshausbau, „Der Stahlbau" 1928, Heft 4, S. 48.

Was in dem vorliegenden Bericht über die restlose Überlegenheit stählerner Tragwerke gegen Erdstöße gesagt und für weite Bezirke der Vereinigten Staaten von Bedeutung ist, sei — als für deutsche Verhältnisse entbehrlich — hier übergangen. Immerhin sei festgestellt, daß in den Tarifvorschriften der Feuerversicherungsbehörden der Pacific-Staaten die Erdbebenversicherung für Stahlskelettbauten 60 % niedriger als für jede andere Bauweise ist.

Da die Besitzer von Bürohäusern sich unweigerlich früher oder später der Gefahr des „Veraltens" gegenübersehen, bleibt zu untersuchen, wie ihr vorgebeugt oder begegnet werden kann. Das ist möglich:

1. durch Vergrößerung der nutzbaren Bodenfläche durch Aufstockung,
2. durch Anbau auf benachbarten Grundstücken,
3. durch Umbau des ganzes Hauses zu anderen Zwecken,
4. durch Umbau eines Teiles des Inneren für einen anderen Zweck,
5. durch Umbau des Erdgeschosses zu Läden,
6. durch Umwandlung des gesamten nicht feuerfesten Inneren in einen modernen feuerfesten Raum unter Erhaltung der Außenwände und Decken,
7. durch Versetzung des Hauses an eine andere Stelle,
8. durch Abbruch des Hauses und Wiederverwendung der Materialien für ein besseres und größeres an gleicher Stelle.

Die Durchführbarkeit all dieser Maßregeln hängt natürlich im hohen Grade von der Art der insbesondere für die tragende Konstruktion benutzten Baustoffe ab.

Ein Tragwerk muß gestatten, daß man einzelne Säulen, Träger, Balken oder Fachwerkteile verschiebt, auswechselt oder verstärkt. Die dafür erforderliche Eignung und Anpassungsfähigkeit besitzt allein das Stahlskelett, während die Kosten des Abbruchs bei anderen Bauarten oft ebenso hoch wie die eines Neubaues sind, ohne daß dabei verwertbares Altmaterial übrigbliebe. Die im folgenden kurz behandelten Beispiele sind an sich wohl Sonderfälle. Zusammen geben sie jedoch ein geschlossenes Bild und gestatten Rückschlüsse auf die vielseitige Verwendbarkeit des Stahls.

Das Argyle-Haus in Kansas City, Missouri, war ursprünglich als Bürogebäude mit acht Stockwerken geplant, von denen zunächst vier fertiggestellt wurden. Die Entwicklung der Nachbarschaft machte es jedoch wünschenswert, das Gebäude über den ursprünglichen Plan hinaus zu vergrößern, und an Stelle der noch fehlenden vier Stockwerke wurde auf den bereits fertigen Teil des Gebäudes ein vollständiges sechsgeschossiges Stahlskelett mit Leichtbetondecken und ebensolchem Dache errichtet und damit 50 % an nutzbarer Fläche gewonnen. Das Bryant-Park-Gebäude in New York war mit zwölf Stockwerken geplant, von denen zunächst sieben, im zweiten Bauabschnitt dann aber acht Stockwerke der ursprünglich noch beabsichtigten fünf aufgebaut wurden, und zwar in Stahlskelett, womit 60 % mehr nutzbarer Flächenraum geschaffen war, als ursprünglich vorgesehen.

Die Amerikanische Telefon und Telegraphen Co. errichtete 1910 ein 27 Stockwerke hohes Bürogebäude am Broadway in New York, dessen Raumverhältnisse jedoch nicht mehr genügten, weshalb 1920 ein Anbau nötig wurde, der mit dem alten Teil auf gleiche Höhe zu bringen war. Das bedingte u. a. den Ausbau dreier Hauptstützen in den unteren Geschossen und Übertragung ihrer Last auf drei neue Stahlsäulen. Ebenso das Einziehen dreier neuer stählerner Gitterträger im zweiten Stockwerk, deren Enden an die vorhandenen Wandstützen anzuschließen waren. Die von der alten auf die neue Konstruktion übertragenen Lasten erreichen je Stützenzug 1361 t. Dennoch konnten Abbruch und Abraum der alten Wände sowie alle Änderungen ohne Störung für die Bewohner vorgenommen werden.

Über die besonders durchgreifenden und umfangreichen Umbauarbeiten am First-National-Bank-Gebäude in Chicago ist bereits in Heft 3/1928 des „Stahlbau" berichtet. Auch hier handelte es sich um die Auswechslung schwer belasteter Konstruktionen in Stahl, die ohne Schwierigkeiten oder Zwischenfälle sowie ohne Unterbrechung des Geschäftsbetriebes vorgenommen wurde: Bemerkenswert und nicht alltäglich ist vor allem die Höherlegung des größten Teils der Fußböden des ersten Stockwerks um 60 cm, wozu die Anschlüsse der Unterzüge und Deckenträger von den Stahlsäulen gelöst und in der neuen Höhe wiederhergestellt wurden.

Sechs Stockwerke wurden 1927 auf das 1912 errichtete 12stöckige Stahlskelett-Bürohaus in Nr. 9 der 40. Street in New York in der Art aufgebaut, daß man je vier Stahlsäulen an der Innenseite der Ost- und der Außenseite der Westmauer vom Fundament bis zum Dach einzog. Quer durch das bestehende Gebäude wurden vier stählerne Vollwandträger zur Aufnahme der Säulenlasten der sechs neuen Stockwerke gezogen. Trotz dieser Erhöhung konnte das Tragwerk durch seitlichen Anschluß der neuen Säulen an die bereits vorhandene, zum Teil verstärkte Konstruktion in den einzelnen Stockwerken zur Aufnahme der größeren Windlasten ohne Schwierigkeiten instand gesetzt werden; wie in den früheren Fällen, ohne den Betrieb des Hauses zu stören.

Das Bank- und Bürogebäude der Independence Trust Company in Charlotte, North Carolina, mit seinen zwölf Stockwerken wurde vor etwa 20 Jahren errichtet. Zwei neue Stockwerke wurden in der Weise aufgesetzt, daß man zunächst das stählerne Tragwerk für das

14stöckige Obergeschoß und das Dachgeschoß errichtete und alsdann die alte Dachkonstruktion von den Säulen losgenietet, auf die neue Höhe gebracht, wieder an den Säulen angeschlossen und für das neue 13. Stockwerk verwendet wurde. Im ersten Stock wurden zwei Säulen herausgenommen und die Last der entsprechenden oberen Säulen im darüber befindlichen Stockwerk auf die vollwandigen Hauptträger über den Hauptschalterhallen übertragen, diese und die sie tragenden Stützen entsprechend verstärkt. Die Fußböden der alten Buchhaltungs-Abteilung wurden — um 90 cm — auf die Höhe der übrigen neuen Räume gehoben, indem auch hier wieder die Stahlbinder von den Säulen gelöst, gehoben und in der neuen Lage neu angeschlossen wurden, ohne irgendwelchen Schaden anzurichten. Drei neue Aufzugschächte wurden eingebaut, die alten Aufzüge entfernt und darin Toilettenräume eingebaut.

Der Aufbau eines Turmes auf das vergrößerte und umgebaute Johns-Manville-Inc.-Gebäude in New York machte die Verstärkung dreier stählerner Stützenzüge im Innern des Hauses notwendig. Kleine Öffnungen wurden in Dach und Decken rund um die Säulen angebracht und die feuersichere Ummantelung derselben entfernt. Die Verstärkungsteile wurden mittels eines Kranes durch das Dach herabgelassen, angeschlossen und mit den Stützen vernietet. Das geschah in der Nacht, während die Wiederaufbringung der Ummantelung, die Ausmauerung u. dergl. bei Tage und ohne Störung der Bewohner erfolgen konnte.

Alle diese Beispiele zeigen, daß bei Neubauten oder Aufstockungen bestehender Gebäude der verwendete Baustoff bestimmte Eigenschaften, vor allem hohe Tragfähigkeit und Festigkeit haben muß. Er muß ferner unter möglichst geringer Belästigung der Hausbewohner zu verbauen sein.

Der einzige Baustoff, der diese Forderungen erfüllt, ist der Baustahl. Ganz allgemein sollte die Wahl der Bauweise für alle Bauvorhaben nach den an Bürogebäuden gemachten Erfahrungen erfolgen: Gebäude dieser Art, die rettungslos „veralten", weil sie ungünstig liegen und für einen anderen Zweck nicht umgebaut werden können, gibt es in jeder Stadt. Sie sind ein Beweis für ungenügende Erfahrungen im Bürohausbau im besonderen und in der Verwendung der verschiedenen Baustoffe im allgemeinen. — Wer nur an den Augenblick und an den sofortigen Vorteil denkt, schafft damit sich oder seinem Auftraggeber unverrückbare Schranken für die Zukunft und schließt eine spätere Rentabilität des Hauses von vornherein aus. — Das entscheidende Merkmal bei der Wahl eines Baustoffes ist sein Dauerwert.

Das Bürohaus mit ungestörter Entwicklungsmöglichkeit und Anpassungsfähigkeit an sich ändernde Ansprüche ist für Industrie und Handel unbedingt notwendig. Es ist möglich bei Verwendung des Stahls.

Stahlwasserbauten der Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G. II. Alle Staustufen des Rhein-Herne-Kanals haben Doppelschleusen in Parallelschaltung, nur bei der Mündung des Kanals in den Ruhrorter Hafen hat man aus verschiedenen Gründen mit einer einfachen Schleuse auskommen zu können geglaubt. Der zunehmende Verkehr auf dem Kanal und die Schiffbarmachung der Ruhr bis Mülheim machten jedoch den Bau einer neuen Schleuse notwendig. Diese liegt in der schiffbar gemachten Ruhr, kurz vor der Mündung in den Rhein, dient aber gleichzeitig als zweite Kanalmündung, da oberhalb der Schleusen eine Verbindung zwischen Kanal und Ruhr geschaffen worden ist.

Die neue in Abb. 1 dargestellte Ruhrschleuse Duisburg-Ruhrort hat eine nutzbare Länge von 350 m und eine Sohlenbreite von 130 m; sie ist 1922 bis 1924 für die Reichswasserstraßenverwaltung, Wasserbaudirektion Münster, Kanalbauabteilung Essen, ausgeführt: Der größte Unterschied zwischen Ober- und Unterwasser beträgt 5,40 m, die Wassertiefe in der Schleusenkammer 5,05 m. Die Schleuse hat drei von der G.H.H. ausgeführte Schiebetore in der gleichen Bauart wie die Rhein-Herne-Kanal-Schleusentore. Außer Obertor und Untertor ist nämlich noch ein Zwischentor vorhanden, das die Gesamtnutzlänge von 350 m in Nutzlängen von 180 m und 160 m unterteilt. Bei kurzen Schleppzügen tritt das Zwischentor mit einem der Außentore in Wirksamkeit, während bei langen Schleppzügen die beiden Außentore die Schleuse abschließen. — Das Stahlgewicht der drei Tore mit maschinellen Einrichtungen und Bedienungsbrücken beträgt 570 t.

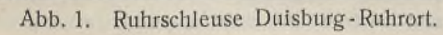

Abb. 1. Ruhrschleuse Duisburg-Ruhrort.


Abb. 2. Ruhrschleuse Mülheim-Raffelberg.


Abb. 3. Hubtore der Schleusen des Lippe-Seitenkanals.

Abb. 2 zeigt die Ruhrschleuse Mülheim-Raffelberg mit teilweise geöffnetem Schiebetor: Sie liegt in der Nähe des Solbades Raffelberg und ist durch die Schiffbarmachung der Ruhr von der Mündung in den Rhein bis nach Mülheim für Schiffe von 1000 t Tragfähigkeit und die damit erforderliche Einschaltung einer Gefällstufe bedingt. Ihre nutzbare Länge beträgt 135 m, die Sohlenbreite 13 m. Der größte Unterschied zwischen Oberwasser und Unterwasser kann bei niedrigstem Rheinwasserstand 7,3 m ausmachen, die kleinste Wassertiefe in der Schleuse beträgt 4 m. Zum Abschluß der Schleuse dient am Oberhaupt ein Klapptor, am Unterhaupt ein Schiebetor mit Bedienungsbrücke.

Das Stahlgewicht beider 1926/27 von der G.H.H. für die Stadt Mülheim-Ruhr gelieferter Tore einschließlich der Antriebsmechanismen und der Bedienungsbrücke beträgt 170 t.

An dritter Stelle sei kurz über die ebenfalls von der G.H.H. 1926 bis 1929 für die vorerwähnte Behörde gelieferten Hubtore für die Schleusen des Lippe-Seitenkanals (Wesel—Datteln) berichtet, von denen Abb. 3 dasjenige der Schleuse bei Ahsen in hochgezogenem Zustande zeigt: Im ganzen hat der Kanal sechs Schleusen von 13 m lichter Weite mit Gefällstufen zwischen 4 und 9 m. Für die Schleusenverschlüsse sind in Rücksicht auf die Lage des Kanals im Bergsenkungsgebiet Hubtore gewählt worden, da man von solchen die geringsten Betriebsschwierigkeiten bei Schiefstellen erwarten darf. Eine Neuerung ist das Fehlen von Umlaufkanälen; das Füllen und Entleeren der Schleuse erfolgt durch Schütze in den Hubtoren. Die Tore werden in Hubgerüsten hochgewunden, wobei ihre Eigenlast durch Gegengewichte ausgeglichen ist.

Das Gewicht eines Hubtores mit maschineller Einrichtung, so wie es in den Seilen hängt, beträgt z. B. bei der Schleuse bei Datteln mit 8 m Gefällstufe 180 t für die Unterhaltung und 160 t für die Oberhaltung, das Gewicht eines Hubgerüstes etwa 240 t.

Die neue Flugzeughalle in Kiel-Voßbrook. Zu meinem in Heft 2 des „Stahlbau" auf Seite 22 veröffentlichten Aufsatz habe ich noch nachzutragen, daß die architektonische Durchbildung der Halle in Händen von Herrn Stadtrat Dr.-Ing. Hahn in Kiel lag, während die gesamte Bauausführung durch das Städtische Tiefbauamt Kiel erfolgte. W. Schneider.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang | BERLIN, 3. Mai 1929 | Heft 9

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlskelettbau als Ergänzung einer bestehenden Betriebsanlage.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. **Friedrich Herbst,** Berlin.

Der Stahlskelettbau, dessen Wesen, Eigenart, Bedeutung und Verwendung für den modernen Zweckhochbau in dieser Zeitschrift an vielen Beispielen der Praxis eingehend erörtert sind, gibt auch ein gutes Mittel an die Hand, bestehende Anlagen ohne praktische und architektonische Schwierigkeiten mit einem Kleinstaufwand von Mitteln, Zeit und Raum durch Anbau oder Aufbau in geeigneter Weise zu erweitern.

Als ein Beispiel für diese Anwendung soll hier kurz der Turmbau in Stahlskelett beschrieben werden, der in einer Destillieranlage der Reichsmonopol-Verwaltung für Branntwein, Abteilung Berlin-Lichtenberg, im Jahre 1927 errichtet wurde.

Nach Lage der örtlichen Verhältnisse konnte die geplante Neuanlage zur Aufstellung von Destillierapparaten nebst Zubehör nur durch eine turmartige Erweiterung des Kopfteils einer bestehenden Fabrikhalle gewonnen werden. Es kam also darauf an, den Neubau mit der Altanlage konstruktiv und betriebstechnisch einwandfrei sowie ohne Schaden für das Aussehen schnell und billig zu verbinden.

Abb. 1a u. b. Aufriß.

Der in Anspruch zu nehmende Kopfteil der Fabrik maß 15 × 18 m im Lichten und war 8,5 bis 9,5 m hoch. Für das neue Gebäude, das die Destillierungseinrichtung, vier Wasserbehälter von etwa 60 m³ Gesamtinhalt im Dachgeschoß und eine eigenartige Außenbeleuchtung der Räume aufnehmen sollte, waren ein Raum von 10 × 9 m Größe mit sechs übereinanderliegenden Bühnen, ein Aufzugschacht von 2 × 2 m Größe und eine Treppenanlage von etwa 2 m Breite, ferner besondere Außenpodeste für die Beleuchtungseinrichtung vorgesehen.

Aus der Benutzung des Gebäudes ergaben sich Nutzlasten von 1800 kg/m² für den obersten Raum mit den Wasserbehältern, von 700 kg/m² für alle übrigen Räume einschließlich Treppen und sonstige Anlagen.

Für den Aufbau des neuen Gebäudes von etwa 27,50 m Gesamthöhe schien zur Erfüllung des vorgesehenen Zweckes am besten die Wahl eines Stahlskeletts mit Bühnen aus Trägergerippe und Riffelblechabdeckung, sowie mit Klinkerausmauerung zwischen den Außenstützen in guter Verbindung mit dem Altbau. Für die Außenwände des Gebäudes empfahl sich ein Riegelpfostenwerk mit einer ½ Stein starken außen gefugten, innen verputzten Klinkerwand.

Abb. 1a bis c zeigt die Bauanlage, wie sie nach dem Entwurf zur Ausführung kam, einschließlich der Apparate.

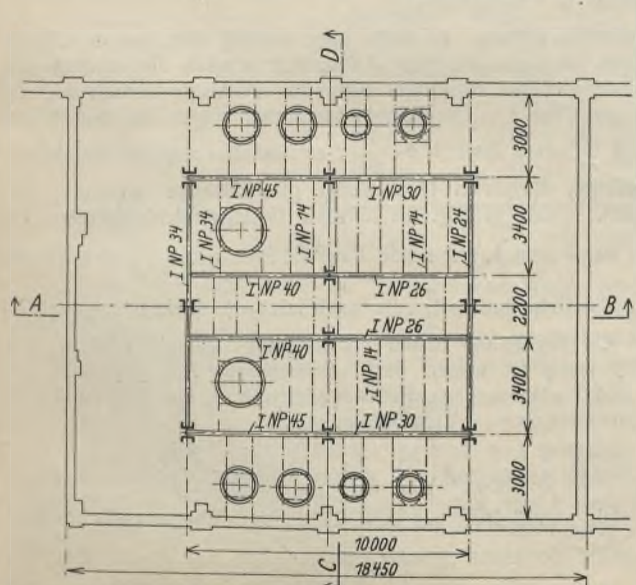
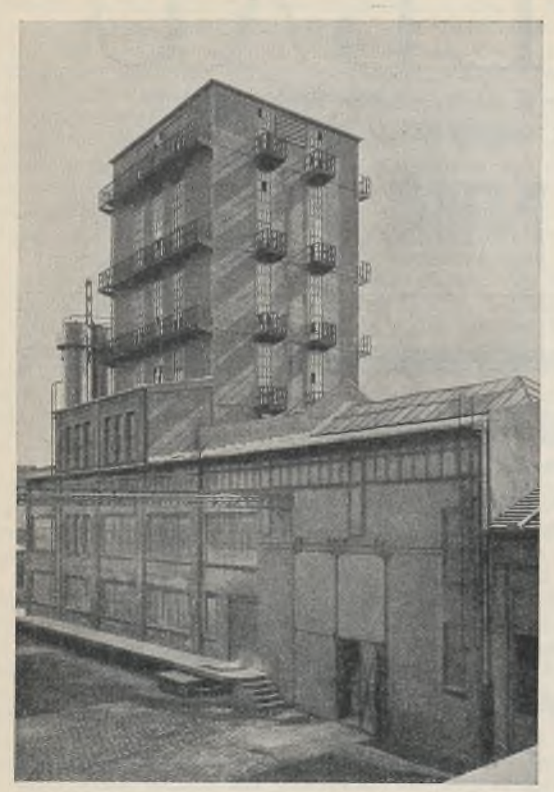


Abb. 1c. Grundriß in Höhe der Bühne 1.

Als Haupttragkonstruktion des Turmes von 10 × 9 m Querschnitt sind die über Betonfundamenten auf ganzer Höhe durchgehenden Stahlstützen anzusehen, deren acht in den Außenwänden und zwei im Innern vorhanden sind, ferner das steif mit ihnen verbundene, kräftige Stahlträgergerippe der einzelnen Plattformen, endlich ein Stahldachstuhl in Zeltdachform.

Dieses flach geneigte Dach ist mit Holzschalung und Teerpappe auf Holzsparren abgedeckt. Das Turmskelett ist gegen Seitenerschütterungen und Windkräfte in den Außenwänden durch Streben versteift, vor allem unten durch Rahmenverbindung der im alten Gebäude stehenden acht Hauptwandstützen, ferner durch die



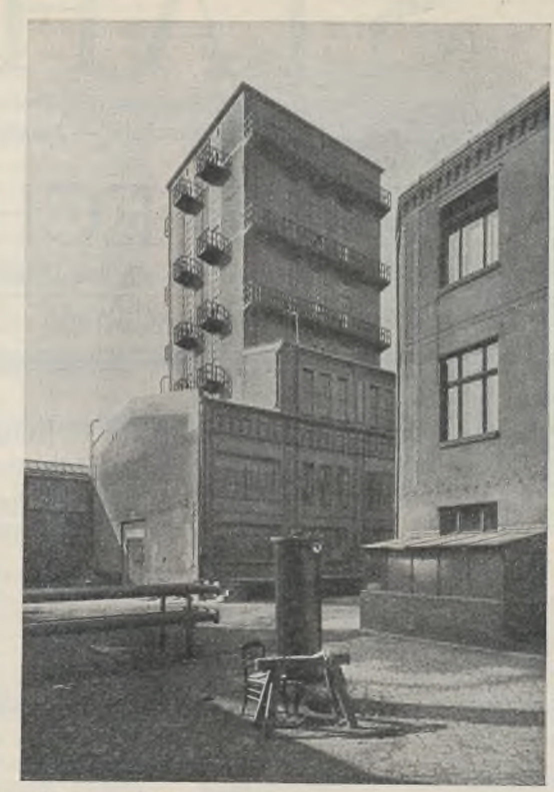


Abb. 2 u. 3. Ansichten des fertigen Gebäudes.

Deckenplatten und durch eine steife Ankerverbindung mit den vier Ecken der Massivwände der alten Halle ausreichend gesichert.

Die Binder, Pfosten und Verbände des alten Fabrikteils, in dem der neue Turm sich erhebt, konnten für die Errichtung eines offenen Schuppens an anderer Stelle wieder verwendet werden.

Die ganze Bauanlage in Stahl gestattet einen konstruktiv und statisch klar gegliederten und völlig sicheren Aufbau; die zulässige Beanspruchung des Stahls wurde zu 1200 kg/cm² angenommen. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion umfaßt rd. 130 t.

Die einzelnen Bühnen, welche die Apparate und Behälter tragen, sind durch stählerne Bedienungstreppen mit Gasrohrgeländer zugänglich gemacht, ferner verbunden durch einen 2×2 m großen Aufstellungsschacht, der eine Bewegung und ein leichtes Auswechseln der einzelnen Apparate gestattet.

Die Belichtung aller Räume bei Tage erfolgt durch schmale, schlank durchgehende Stahlfenster auf allen vier Seiten des Gebäudes. Die Fenster haben in der obersten Bühne eine Entlüftungsjalousie, die wagerecht drehbar ist und deren Klappen aus verzinktem Blech bestehen. Die Fenster selbst haben drehbare Kippflügel und Drehflügel erhalten.

Während die ersteren nur zu Entlüftungszwecken dienen, mußten die Drehflügel so groß ausgeführt werden, daß ein Bedienungsmann durch sie hindurch auf die kleinen Podeste an der Außenwand des Turmes treten kann. Auf diesen sind unmittelbar vor den Fenstern im Freien die Beleuchtungskörper untergebracht, welche die Apparate in den Räumen von außen beleuchten sollen, um zur Sicherheit im Innern keine Lampen anordnen zu müssen. Die Bedienung der Beleuchtungskörper und der Lampen geschieht von den Podesten aus.

Diese wurden — gleichfalls aus feuerpolizeilichen Rücksichten — auf den beiden Längsseiten des Gebäudes durch eine senkrechte Leiter miteinander verbunden, damit die Bedienungsmannschaft im Notfall von jedem Stockwerk auf zwei verschiedenen Wegen das Gebäude verlassen kann.

Eine Gesamtansicht des vollendeten Neubaus, der in einfacher, markiger und doch ansprechender Gliederung in einem durch die Schlankheit der Fenster betonten hochstrebenden Zuge aus der alten Anlage organisch und verständlich herauswächst, geben die Abb. 2 u. 3.

Der Entwurf wurde im Benehmen mit der Abteilung Betriebstechnik der Reichsmonopol-Verwaltung von der Eisenhoch- und Brückenbauanstalt D. Hirsch in Berlin-Lichtenberg aufgestellt, welcher auf Grund ihres Entwurfs auch die ganze Ausführung des Neubaus übertragen wurde.

Auch dieser Neubau hat wiederum die neuerdings immer stärker hervortretende Auffassung von Architekt und Ingenieur bestätigt, daß die Verbindung des straffen Stahlskeletts mit dem belebenden Klinker im modernen Zweckbau dank einer klaren, einfachen — aus Baustoff, Konstruktion, Betrieborganismus und Zweck entwickelten — Gestaltung neben den praktischen Bedingungen der Wirtschaftlichkeit, Standsicherheit und Anpassungsfähigkeit auch den ästhetischen Ansprüchen voll genügt, selbst wenn, wie hier, der Neubau mit einer Altanlage bau- und betriebstechnisch innig verbunden ist.[1])

[1]) Siehe den Aufsatz des Verfassers „Über die Architektur und Konstruktion moderner Zweckhochbauten" in der Zeitschrift „Deutsches Bauwesen" 1928, Heft 10.

Die Beziehungen zwischen Trägerhöhe und Durchbiegung bei vollwandigen Zweigelenkbogen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **K. Pohl** a. o. Prof. a. d. Techn. Hochschule in Charlottenburg.

Für einen einfachen Balken mit konstantem Trägheitsmoment und gleichmäßiger Belastung gilt die bekannte Beziehung

$$\frac{\delta}{l} = \frac{5}{24} \cdot \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{l}{h}$$

worin l Spannweite, h Trägerhöhe, δ Durchbiegung in Trägermitte, E Elastizitätsmodul und σ größte Spannung. Nennt man

$$l : h = m, \qquad l : \delta = n,$$

so läßt sich die Formel schreiben

$$m\,n = \frac{24}{5} \cdot \frac{E}{\sigma}.$$

Das Produkt $m\,n$ ist also nur vom Material (E) des Stabes und der größten Randspannung σ abhängig. Für $E = 2\,100\,000$ und $\sigma = 1200$ kg/cm² wird z. B.

$$m\,n = 8400$$

ganz unabhängig von der Spannweite und der Größe der gleichmäßigen Belastung. Soll die Durchbiegung eines einfachen Balkens von konstantem Querschnitt nicht 1 : 500 der Spannweite überschreiten ($n = 500$), so muß $m \geqq 16{,}8$ sein, d. h. die Höhe des Trägers muß wenigstens den 16,8ten Teil seiner Spannweite betragen, wenn man die zulässige größte Spannung von 1200 kg/cm² ausnutzen will. Für den Zweigelenkbogen läßt sich eine ganz entsprechend geformte Beziehung ableiten. Wegen der statischen Unbestimmtheit sind hier die für die Durchbiegung ungünstigste Belastung und die Stelle, wo man δ_{max} zu suchen hat, nicht so einfach gegeben wie beim einfachen Balken. Es dürfte aber zulässig sein, von dem Idealfall des Bogens mit parabelförmiger Achse ohne achsiale Formänderungen auszugehen, der sich bei einseitiger Belastung genau so verhält wie ein Dreigelenkbogen (Abb. 1). Die Biegungsmomente zeigen die Gestalt von zwei Parabeln mit dem Pfeil $\pm p \cdot \frac{l^2}{64}$, es sind dies zugleich die absolut größten Momente, die durch eine stetige gleichförmige Belastung entstehen können. Man gelangt zu diesem Gleichgewichtszustande am bequemsten, wenn man zuerst beide Bogenhälften mit $+\frac{p}{2}$ (abwärts gerichtet), dann die linke mit $+\frac{p}{2}$, die rechte mit $-\frac{p}{2}$ (aufwärts gerichtet) belastet und die Ergebnisse beider Teilbelastungszustände addiert. Die Scheiteldurchbiegung ist wegen der vollkommenen Antisymmetrie des Spannungs- und Formänderungszustandes gleich Null, die größten Durchbiegungen entstehen in den Viertelpunkten mit

$$\delta = \pm \frac{1}{2} \cdot \frac{5}{384} \cdot p \left(\frac{l}{2}\right)^4 \frac{1}{EJ'} = \pm \frac{5}{3 \cdot 8^4} \cdot \frac{p\,l^4}{EJ'}.$$

Dies ergibt sich unmittelbar aus Abb. 1, da die Momentenfläche über jeder Bogenhälfte der eines einfachen Balkens mit der Belastung $\frac{p}{2}$ entspricht. $J' = J \cos \vartheta$ ist hierbei wie üblich ein als konstant angesehener Wert. Vollbelastung erzeugt weder Momente noch Durchbiegungen.

Diese Formeln, welche nur für äußerst dünne Bogen von großem Pfeil (Wellblechdächer) brauchbare Werte ergeben, sind für Brückenträger durch Berücksichtigung der achsialen Formänderungen zu ergänzen. Der Belastungszustand soll jedoch beibehalten werden, auch der Ort der genauer zu berechnenden Durchbiegung. Für diesen Belastungszustand ist in Abb. 2 die Momentenfläche

$$M = M_0 - M_a X_a$$

nach den Flächen M_0 und $-M_a X_a$ getrennt dargestellt worden. Der Horizontalschub $H = X_a$ ist hierbei

$$H = \frac{p\, l^2}{16 f}\, \nu,$$

worin

$$\nu = \frac{1}{1 + \frac{15}{8} \cdot \frac{J'}{F' f^2}\left(1 + \frac{F'}{F_z}\right)}.$$

$J' = J \cos \vartheta$,
$F' = F \cos \vartheta$, F = Querschnitt des Bogens,
F_z = Querschnitt des Zugbandes.

Ist kein Zugband vorhanden, so wird $F_z = \infty$ und die Klammer im Nenner fällt weg.

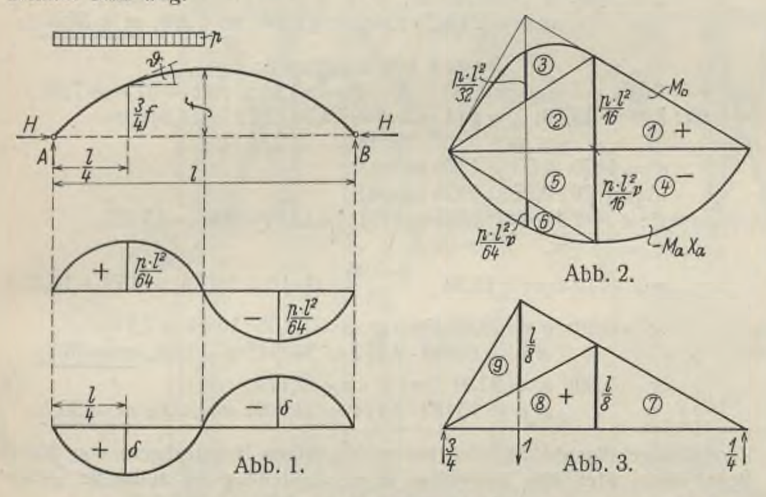


Abb. 1. Abb. 2. Abb. 3.

Die Momentenfläche wird in die Flächen 1 bis 6 zerlegt, die sämtlich aus Dreiecken oder Parabelabschnitten bestehen. Belastet man dann den einfachen Balken mit der Last „Eins“ im Viertelpunkt, so erhält man die Momentenfläche Abb. 3, die in die Dreiecke 7, 8 und 9 zerlegt wird. Die gesuchte Durchbiegung ergibt sich dann auf Grund einer Arbeitsgleichung als Produkt der Ordinaten beider Momentenflächen für die ganze Trägerlänge.

Wir benutzen für diese Multiplikation eine der bekannten Formelsammlungen, z. B. Müller-Breslau, Statik der Baukonstruktionen, II. Bd., 2. Teil, S. 56 und erhalten:

$$\begin{aligned}
EJ'\delta = (1+2)(7+8) &= p \cdot \frac{l^2}{16} \cdot \frac{l}{8} \cdot \frac{l}{3}\\
(3)(8) &= p \cdot \frac{l^2}{32} \cdot \frac{l}{8} \cdot \frac{l}{2 \cdot 3}\\
(2)(9) &= p \cdot \frac{l^2}{16} \cdot \frac{l}{8} \cdot \frac{l}{2 \cdot 4}\\
(3)(9) &= p \cdot \frac{l^2}{32} \cdot \frac{l}{8} \cdot \frac{5}{12} \cdot \frac{l}{2}\\
(4+5+6)(7+8) &= -p \cdot \frac{l^2}{16}\,\nu \cdot \frac{l}{8} \cdot \frac{5}{12} \cdot l\\
(5)(9) &= -p \cdot \frac{l^2}{16}\,\nu \cdot \frac{l}{8} \cdot \frac{l}{2 \cdot 4}\\
(6)(9) &= -p \cdot \frac{l^2}{64}\,\nu \cdot \frac{l}{8} \cdot \frac{5}{12} \cdot \frac{l}{2}\\
\text{zusammen } EJ'\delta &= \frac{p\, l^4}{3 \cdot 8^4}(62 - 57\,\nu).
\end{aligned}$$

Für $\nu = 1$ erhält man den vorerwähnten Wert. Da sich für $\nu = 1$ derselbe Wert mit umgekehrtem Vorzeichen für die lotrechte Verschiebung in der Mitte der unbelasteten Bogenhälfte ergeben muß, so muß die Formel für die Durchbiegung dieses Punktes lauten

$$EJ'\delta = \frac{p\, l^4}{3 \cdot 8^4}(52 - 57\,\nu).$$

Es muß nun $J' = J \cos \vartheta$ als Funktion von zulässiger Spannung und Trägerhöhe ausgedrückt werden. Es darf dabei angenommen werden, daß der einseitige Belastungszustand nach Abb. 1 auch für die größten Spannungen maßgebend ist. Die Horizontalschübe sind

$$H_g = \frac{g\, l^2}{8 f} \cdot \nu, \qquad H_p = \frac{p\, l^2}{16 f} \cdot \nu.$$

Das Biegungsmoment, bezogen auf die Stabachse im Querschnitt bei $x = \frac{l}{4}$, $y = \frac{3}{4} \cdot f$, hervorgerufen durch das Eigengewicht, beträgt

$$M_g = \frac{3}{4} \cdot g \cdot \frac{l^2}{8} - \frac{g\, l^2}{8 f} \cdot \nu \cdot \frac{3}{4} \cdot f = \frac{3}{32} \cdot g\, l^2 (1 - \nu).$$

Das Moment infolge der Verkehrslast an derselben Stelle kann aus Abb. 2 abgelesen werden:

$$M_p = \frac{p\, l^2}{16} - \frac{p\, l^2}{16 f} \cdot \nu \cdot \frac{3}{4} \cdot f = p\, \frac{l^2}{64}(4 - 3\,\nu).$$

Dann beträgt die größte Druckspannung an der Oberkante des Bogens, wenn man für die Normalkraft den Horizontalschub setzt und die Stoßziffer φ einführt:

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{H}{F},$$

$$\sigma = \frac{l^2}{64} \cdot \frac{[6 g (1 - \nu) + \varphi\, p (4 - 3\,\nu)]}{J} \cdot \frac{h}{2} + \frac{l^2}{16 f} \cdot \nu \cdot \frac{(2 g + \varphi\, p)}{F}.$$

Hieraus folgt:

$$J = \frac{l^2 h}{128\, \sigma}\, q',$$

worin

$$q' = 6 g (1 - \nu) + \varphi\, p\, (4 - 3\,\nu) + \frac{8\,\nu}{f} \cdot \frac{J}{F\, h}(2 g + \varphi\, p).$$

Dieser Wert von J wird in die Formel für δ eingesetzt und mit den Bezeichnungen $m = l : h$, $n = l : \delta$, $\sigma' = \sigma : \cos$ ergibt sich

$$m\, n = \frac{96}{62 - 57\,\nu} \cdot \frac{E}{\sigma'} \cdot \frac{q'}{p}.$$

Die zulässige Spannung ist hierbei um den Betrag zu vermindern, der von der Wärmeänderung herrührt. Für diesen Wert kann man setzen

$$\sigma_t = \frac{M_t}{W}.$$

Das Glied $N : F$ kann vernachlässigt werden, weil es sich hier um positive Biegungsmomente handelt, die nur bei einer Wärmeerniedrigung des Bogens auftreten können, wobei N eine Zugkraft wird.

Der Horizontalschub ist

$$H_t = \frac{E J_c\, \varepsilon\, t\, l}{\frac{8}{15} \cdot f^2 l} \cdot \nu = \frac{15}{8} \cdot \frac{E J_c\, \varepsilon\, t}{f^2}.$$

Der Beiwert ν kann hier unbedenklich $= 1$ gesetzt, ebenso J_c durch J ersetzt werden. Im Viertelpunkt des Bogens ist dann

$$M_t = H_t \cdot \frac{3}{4} \cdot f = \frac{45}{32} \cdot \frac{E J\, \varepsilon\, t}{f}$$

$$\sigma_t = \frac{M_t}{W} = \frac{M_t}{J} \cdot \frac{h}{2} = \frac{45}{64} \cdot E\, \varepsilon\, t \cdot \frac{h}{f};$$

Mit $E\varepsilon = 250$ t/m² wird

$$\sigma_t = 176\, t \cdot \frac{h}{f},$$

für Bogenträger mit Zugband tritt Δt an Stelle von t. Es mag hierbei die nicht sehr wahrscheinliche Voraussetzung in Kauf genommen werden, daß der Bogen eine stärkere Abkühlung erleidet als das Zugband. Bei stärkerer Erwärmung des Bogens werden die positiven Momente $M_g + \varphi\, M_p$ vermindert. Für den Bogen ohne Zugband mit $t = -35°$ ergibt sich

$$\sigma_t = 6160\, \frac{h}{f},$$

und für den Bogen mit Zugband mit $\Delta t = -15°$:

$$\sigma_t = 2640\, \frac{h}{f}.$$

Als Mittelwerte kann man

$$f = \frac{l}{8}, \qquad h = \frac{l}{40}$$

annehmen, dann wird

$$\frac{h}{f} = \frac{1}{5}$$

und es ergeben sich die Wärmespannungen

$$\sigma_t = 1232 \text{ t/m}^2 = 123 \text{ kg/cm}^2$$

für den Bogen ohne Zugband, und

$$\sigma_t = 528 \text{ t/m}^2 = 53 \text{ kg/cm}^2$$

für den Bogen mit Zugband.

Es ist also gerechtfertigt, bei einem Verhältnis $h : f = 1 : 5$ in dem einen Falle rund 120, im andern etwa 50 kg/cm² von der zulässigen Spannung abzuziehen. Für andere Verhältnisse $h : f$ würden sich diese Zahlen entsprechend ändern, für den Zweck der vorliegenden Untersuchung erscheint es statthaft, mit festen Abzügen zu rechnen.

Der Wert $\varkappa = \frac{J}{F h}$

in dem Ausdrucke für q' muß geschätzt werden. Dieser Wert wächst mit der Spannweite der Brücke, jedoch ist auch die Querschnittsform —

ob einwandig oder doppelwandig usw. — von Einfluß. Wegen seiner Bedeutung für den zu errechnenden Wert mn sind drei verschiedene Zahlenwerte eingeführt worden.

Von großer Bedeutung für die hier untersuchten Beziehungen ist auch das Eigengewicht. Bei der großen Spannweite von 200 m, die dem folgenden Zahlenbeispiel zugrunde gelegt wurde, ist das Gewicht, bezogen auf 1 m Hauptträgerlänge, ohne Bezugnahme auf einen bestimmten Entwurf schwer anzugeben, da es hierbei sehr auf die Breite der Brücke ankommt, bei deren Wahl verschiedene Umstände gegeneinander abzuwägen sind. Es sollen daher für die Brücken mit Bogen ohne Zugband stets zwei Werte g eingesetzt werden, die in der Nähe des Gewichtes einer Brücke mit einfachen Fachwerkbalkenträgern liegen. Ist ein Zugband vorhanden, so sind diese Werte um das Gewicht des Zugbandes zu vermehren. Es bedeuten

g_b Brückengewicht für 1 m Länge bezogen auf einen Hauptträger (Bogenträger ohne Zugband),
g_{bz} dasselbe, wenn ein Zugband vorhanden ist,
g_z das Einheitsgewicht des Zugbandes allein.

Dann ist

$$g_{bz} = g_b + g_z \quad \text{und} \quad g_z = 1{,}1 \frac{H}{\sigma} \gamma,$$

wenn γ das Stahlgewicht je m³ bedeutet und für Stöße usw. 10 % Zuschlag angenommen werden. Für H gilt

$$H = (g_{bz} + \varphi p) \frac{l^2}{8f}.$$

Der Faktor ν kann bei dieser Gewichtsberechnung $= 1$ gesetzt werden, p bedeutet hierin den Belastungsgleichwert für Vollbelastung. Aus

$$g_{bz} = g_b + \frac{1{,}1\,\gamma\,(g_{bz} + \varphi p)}{8 f \sigma} \cdot l^2$$

folgt

$$g_{bz} = \frac{g_b + \varphi\, p\, \varrho}{1 - \varrho},$$

wenn man zur Abkürzung

$$\frac{1{,}1\,\gamma\, l^2}{8 f \sigma} = \varrho$$

setzt.

Zahlenbeispiel: $l = 200$ m, $f = l:8 = 25$ m.

Für die Belastung nach Abb. 4 wird

$$A_p = 175 + 87{,}2 \cdot 8{,}0 = 175 + 697{,}6 = 872{,}6 \text{ t},$$

$$M_{max} = 872{,}6 \cdot 100 - 697{,}6 \cdot 56{,}4 - 175 \cdot 6{,}4 = 46795 \text{ tm},$$

$$p = \frac{8 \cdot 46795}{200 \cdot 200} = 9{,}36 \text{ t/m},$$

$$\varphi p = 1{,}30 \cdot 9{,}36 = 12{,}17 \text{ t/m},$$

$$\varrho = \frac{1{,}1 \cdot 7{,}85 \cdot 200^2}{8 \cdot 25 \cdot \sigma} = \frac{1727}{\sigma}.$$

87,2 | 12,8 | A | 10 t/m | 175 t | 100 | 100 | B

Abb. 4.

Für St 37 mit $\sigma = 10\,(1400 - 50) = 13500$ t/m² wird $\varrho = 0{,}128$.

g_b sei $= 8$ t/m, dann wird

$$g_{bz} = \frac{8 + 12{,}17 \cdot 0{,}128}{1 - 0{,}128} = \frac{9{,}558}{0{,}872} = 10{,}95 \text{ t/m}.$$

Für $g_b = 10$ t/m ergibt sich

$$g_{bz} = \frac{10 + 12{,}17 \cdot 0{,}128}{0{,}872} = \frac{11{,}558}{0{,}872} = 13{,}25 \text{ t/m}.$$

Das Zugband verursacht in beiden Fällen ein Mehrgewicht von etwa 3 t/m.

St 48, $\sigma = 10\,(1820 - 50) = 17700$ t/m², $\varrho = 0{,}0976$.

$$g_b = 6 \text{ t/m}, \; g_{bz} = \frac{6 + 12{,}17 \cdot 0{,}0976}{1 - 0{,}0976} = \frac{7{,}186}{0{,}9024} = 7{,}97 \text{ t/m},$$

$$g_b = 8 \text{ t/m}, \; g_{bz} = \frac{9{,}186}{0{,}9024} = 10{,}16 \text{ t/m}.$$

Hier beträgt das Mehrgewicht infolge des Zugbandes etwa nur 2 t/m.

In der nachfolgenden Zahlentafel sind nun die Werte

$$m = \left(\frac{96}{62 - 57\nu} \cdot \frac{E}{\sigma'} \cdot \frac{q'}{p} \right) \frac{1}{n}$$

zusammengestellt worden, wobei Bogenträger ohne und mit Zugband und die Baustoffe St 37 und St 48 zugrunde gelegt wurden. Außerdem sind zwei Eigengewichtsannahmen und drei verschiedene Annahmen für den Wert

$$x = \frac{J}{F h}$$

gemacht worden, und zwar $x = 0{,}6$, 0,5 u. 0,4 m. Hierzu sei bemerkt, daß für den größten Blechträger der bekannten Tabellen des Buches „Eisen im Hochbau" der Wert $x = 0{,}36$ m ($h_s = 2{,}0$ m) und für den doppelwandigen Versteifungsbalken der Köln-Deutzer Hängebrücke $x = 0{,}58$ m beträgt ($h_s = 3{,}2$ m, Plattendicke 10 cm). Der leichteren Kontrolle wegen seien nachstehend einige Zahlen nachgewiesen.

Für alle Fälle gilt:

$$\operatorname{tg} \vartheta \text{ im Viertelpunkt} = \frac{2f}{l} = \frac{1}{4} = 0{,}25, \quad \vartheta = 14°, \quad \cos\vartheta = 0{,}97$$

p für halbseitige Belastung, Lastenzug N:

$$p = \frac{8 \cdot 13178}{100^2} = 10{,}54 \text{ t/m je Gleis},$$

$$\varphi \text{ für } \frac{3l}{4} = 150 \text{ m}: \; \varphi = 1{,}30; \; \varphi p = 13{,}70 \text{ t/m}.$$

Bogen ohne Zugband:

$\nu = 0{,}98$; $1 - \nu = 0{,}02$; $4 - 3\nu = 1{,}06$; $62 - 57\nu = 6{,}14$.
$96 : 6{,}14 = 15{,}63$; $\varphi p\,(4 - 3\nu) = 13{,}70 \cdot 1{,}06 = 14{,}52$.

St 37.

$\sigma = 1400 - 120 = 1280$ kg/cm².
$\sigma' = \sigma : \cos\vartheta = 1280 : 0{,}97 = 1320$ kg/cm².
$E : \sigma' = 2100000 : 1320 = 1591$; $15{,}63 \cdot 1591 = 24867$.
$g = 8$ t/m:

$$q' = 6 \cdot 8 \cdot 0{,}02 + 14{,}52 + \frac{8 \cdot 0{,}98}{25} x\,(2 \cdot 8 + 13{,}70) = 15{,}48 + 9{,}31\,x.$$

$x = 0{,}60$: $q' = 21{,}07$ t/m; $q' : p = 21{,}07 : 10{,}54 = 1{,}999$;
$mn = 24867 \cdot 1{,}999 = 49709$; $n = 900$, $\underline{m = 55{,}2}$.

$x = 0{,}40$: $q' = 19{,}20$ t/m; $q' : p = 19{,}20 : 10{,}54 = 1{,}822$;
$mn = 24867 \cdot 1{,}822 = 45308$; $n = 900$, $\underline{m = 50{,}3}$.

Bogen mit Zugband:

$\nu = 0{,}96$; $1 - \nu = 0{,}04$; $4 - 3\nu = 1{,}12$; $62 - 57\nu = 7{,}28$.
$96 : 7{,}28 = 13{,}19$; $\varphi p\,(4 - 3\nu) = 13{,}70 \cdot 1{,}12 = 15{,}34$ t/m.

St 48.

$\sigma = 1820 - 50 = 1770$ kg/cm².
$\sigma' = 1770 : 0{,}97 = 1825$ kg/cm².
$E : \sigma' = 2100000 : 1825 = 1151$; $13{,}19 \cdot 1151 = 15182$.
$g = 10$ t/m.

$$q' = 6 \cdot 10 \cdot 0{,}04 + 15{,}34 + \frac{8 \cdot 0{,}96}{25} x\,(2 \cdot 10 + 13{,}70) = 17{,}74 + 10{,}35\,x.$$

$x = 0{,}60$: $q' = 23{,}95$ t/m; $q' : p = 23{,}95 : 10{,}54 = 2{,}272$;
$mn = 15182 \cdot 2{,}272 = 34494$; $n = 900$, $\underline{m = 38{,}3}$.

$x = 0{,}50$: $q' = 22{,}91$ t/m; $q' : p = 2{,}174$;
$mn = 15182 \cdot 2{,}174 = 33{,}006$; $n = 900$, $\underline{m = 36{,}7}$.

Zweigleisige Eisenbahnbrücke mit vollwandigen Bogenträgern von 200 m Spannweite, Pfeilhöhe $f = l:8 = 25$ m, Lastenzug N, zulässige Durchbiegung $n = l:\delta = 900$.

Zahlentafel für die Werte $m = l:h$.

	Bogen ohne Zugband $\nu = 0{,}98$				Bogen mit Zugband $\nu = 0{,}96$			
	St 37, $\sigma = 1280$		St 48, $\sigma = 1700$		St 37, $\sigma = 1350$		St 48, $\sigma = 1770$	
$g =$ t/m	8	10	6	8	11	13	8	10
$x = 0{,}60$ m	55,2	57,8	39,6	41,6	51,5	54,1	36,4	38,3
$x = 0{,}50$ „	52,8	55,0	38,0	39,7	49,2	51,5	34,9	36,7
$x = 0{,}40$ „	50,3	52,3	36,4	37,9	46,9	48,9	33,5	35,0

Diese Zahlen bestätigen die bekannte Tatsache, daß größeres Eigengewicht günstig wirkt, hochwertiges Material dagegen größere Trägerhöhen verlangt, wenn die Steifigkeit nicht leiden soll. Verwendet man gewöhnlichen Stahl, so ist es bei reichlicher Bemessung des Eigengewichts und günstiger Querschnittgestaltung (x) nach dieser Zahlentafel möglich, eine Trägerhöhe von fast 1 : 60 der Spannweite zu erreichen, bei hochwertigem Material dagegen dürfte es sich empfehlen, den Wert $h : l = 1 : 40$ nicht allzusehr zu überschreiten, wenn die Bestimmungen der Reichsbahn über die Durchbiegung eingehalten werden sollen.

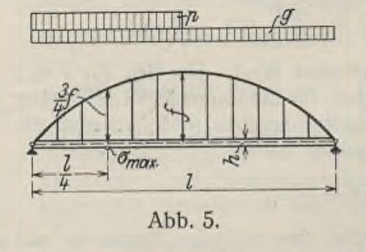


Abb. 5.

Die vorstehend gefundenen Beziehungen sind ohne Änderung auch auf den Langerschen Träger mit vollwandigem Versteifungsbalken anwendbar (Abb. 5), wenn sich Auflagervertikale, Mittellinie des Balkens und Endglied des Stabbogens in einem Punkte schneiden. Da im Balken als Normalkraft eine Zugkraft herrscht, so bedeutet σ_{max} hier die größte Zugspannung an der Balkenunterkante im Viertelpunkt. Um den Abzug eines kleinen Spannungsbetrages infolge Wärmeänderung zu rechtfertigen, muß man genau wie beim Zweigelenkbogen mit Zugband die wenig wahrscheinliche Annahme machen, daß der Stabbogen sich stärker abkühlt als die in Fahrbahnhöhe liegenden Teile des Trägers.

Es handelt sich daher zuletzt nur um die Bestimmung eines neuen Wertes für ν. Während beim Zweigelenkbogen mit Zugband nur im Bogen und Zugband beim Zustande $X_a = -1$ Normalkräfte herrschen, gilt dies beim Langerschen Balken auch für die Hängestangen, wodurch der Wert δ_{aa} größer, der Faktor ν, der bei Bogen- und Hängebrücken gewissermaßen die Rolle eines Wirkungsgrades spielt, entsprechend kleiner wird. Andererseits ist hier der Querschnitt des Stabbogens, der in der Formel für ν an die Stelle von F_z tritt, wegen der erforderlichen Knicksicherheit erheblich größer als der eines Zugbandes, so daß die geringere Formänderung des Stabbogens diesen Umstand wieder ausgleichen wird. Es ist daher anzunehmen, daß für den Langerschen Balken ν ebenfalls mit etwa 0,96 eingesetzt werden darf, so daß die für den Bogen mit Zugband erhaltenen Werte $m = l : h$ auch hier Geltung behalten werden. Günstig für die Durchbiegung, wenn auch nicht für die Wirtschaftlichkeit wird der Umstand wirken, daß als eine Folge der vorerwähnten Unterschiede das Eigengewicht des Langerschen Balkens unter sonst gleichen Verhältnissen etwas größer ausfallen wird.

Alle Rechte vorbehalten.

Kuppelbinder in Viergelenkbogenform.

Von Oberingenieur **Th. Siemers**, Dortmund.

In dem Aufsatz von Dr.-Ing. Kitz „Die Stahlbauten auf dem Gelände der Frankfurter Messe“ in Heft 19/1928 des „Stahlbau“ wird auf Seite 223 die Anwendung von Viergelenkbogen bei der Ausbildung der Kuppelsparren bezw. des Kuppelringes erwähnt und die Wirkungsweise des Viergelenkbogens in Abb. 5 veranschaulicht.

Es dürfte bemerkenswert sein, daß die gleiche Anordnung — und zwar, soweit bekannt, zum ersten Male — bereits im Jahre 1901 bei der 8seitigen Kuppel über der Mittelhalle des Empfangsgebäudes auf dem Hauptbahnhof Essen von der Firma Aug. Klönne, Dortmund, ausgeführt ist. Abb. 1 u. 2 geben die Konstruktion und ihre Einzelheiten wieder, insbesondere zeigt Abb. 2 die nur auf Druck wirkenden Tangentiallager am unteren Kuppelring, welche bei einseitiger Belastung in Tätigkeit treten. Die oberen Gelenke sind in Wirklichkeit nicht ausgeführt, sondern durch Knotenbleche dargestellt worden. Die Eisenbahnverwaltung hat seinerzeit unter Verwendung einer Einzellast von 1,0 t eine Probebelastung durchgeführt.

Die in Essen gewählte Anordnung empfahl sich insbesondere wegen der verhältnismäßig großen Höhe des Kuppelringes und wegen des nicht einfachen Belastungszustandes. Beides ergab sich durch die aus der baulichen Gesamtanordnung entstehenden Raum- und Lastverhältnisse: Die Kuppel tritt nämlich nur im Innern des Gebäudes in Erscheinung, während nach außen hin der Kuppelraum von einem steilen, unregelmäßigen Satteldach mit hohem Dachreiter abgeschlossen wird.

Durch die Anordnung der vier Gelenke in jeder Binderebene wurde es möglich, den Kräfteverlauf in der Kuppelkonstruktion einwandfrei zu verfolgen.

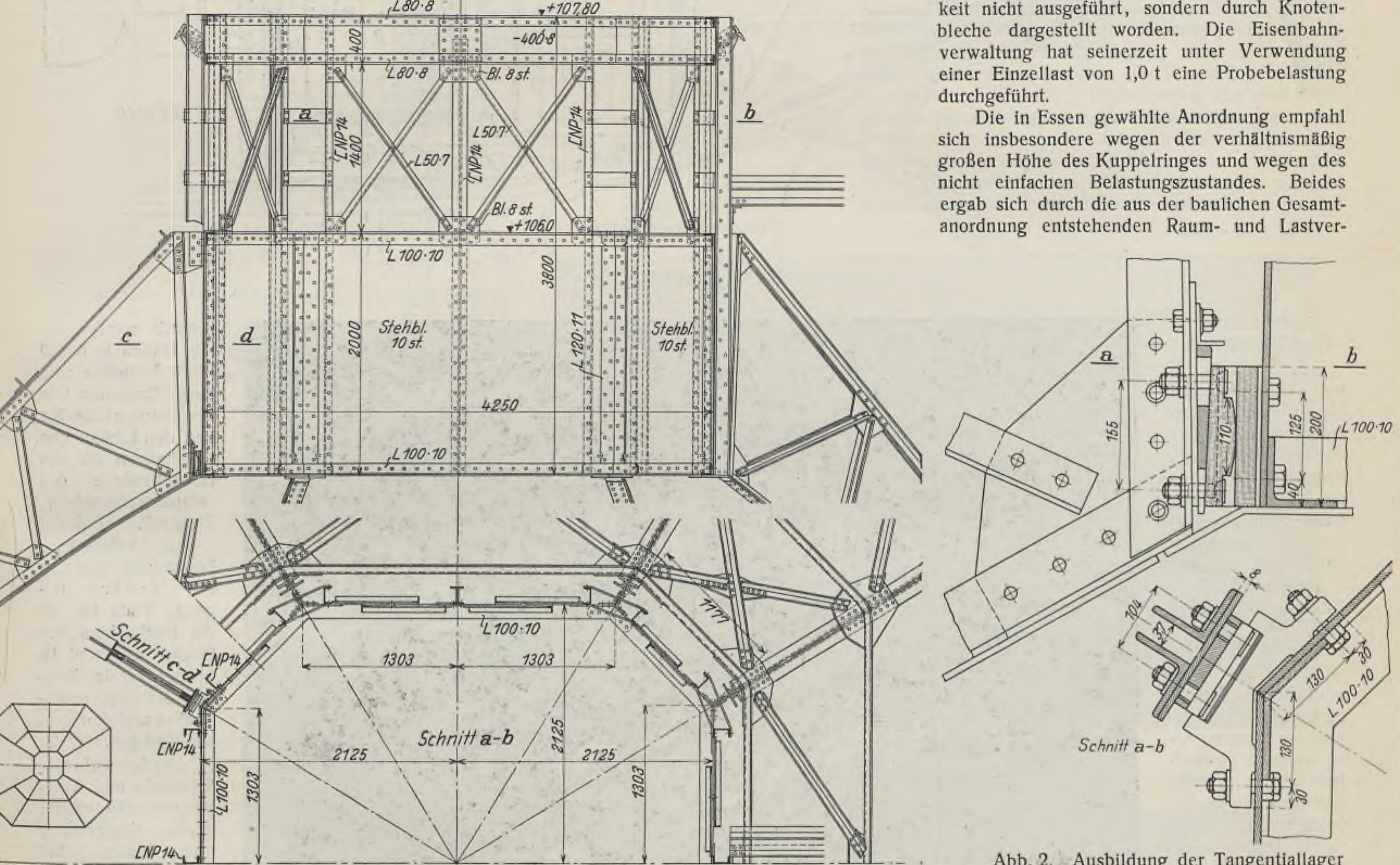


Abb. 1. Grundriß und Aufriß.

Abb. 2. Ausbildung der Tangentiallager am untern Kuppelring.

Die Stahlkonstruktionen für die Neu- und Umbauten der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft im Kabelwerk Oberspree in Berlin-Oberschöneweide in den Jahren 1927/28.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **G. Mensch**, Beratender Ingenieur (VBI) Berlin.

Veranlaßt durch die ständig steigenden Anforderungen an die Elektrizitätswirtschaft, entschloß sich die A.E.G. im Herbst des Jahres 1926, ihr in Berlin-Oberschöneweide gelegenes Kabelwerk auf eine zeitgemäße Arbeitsweise umzustellen. Die zum größten Teil in den Jahren 1896 bis 1899 errichteten Bauten boten teils nicht mehr genügend Raum und Höhe, um die größer und schwerer gewordenen Maschinen und Krane unterzubringen, teils ließen sie eine Gruppierung der Maschinen für Fließarbeit nicht zu.

Der Lageplan Abb. 1 läßt durch Schraffur die Ausdehnung der bis jetzt durchgeführten Um- und Neubauten erkennen. Den Zustand nach der Umstellung zeigt die Fliegeraufnahme Abb. 2.

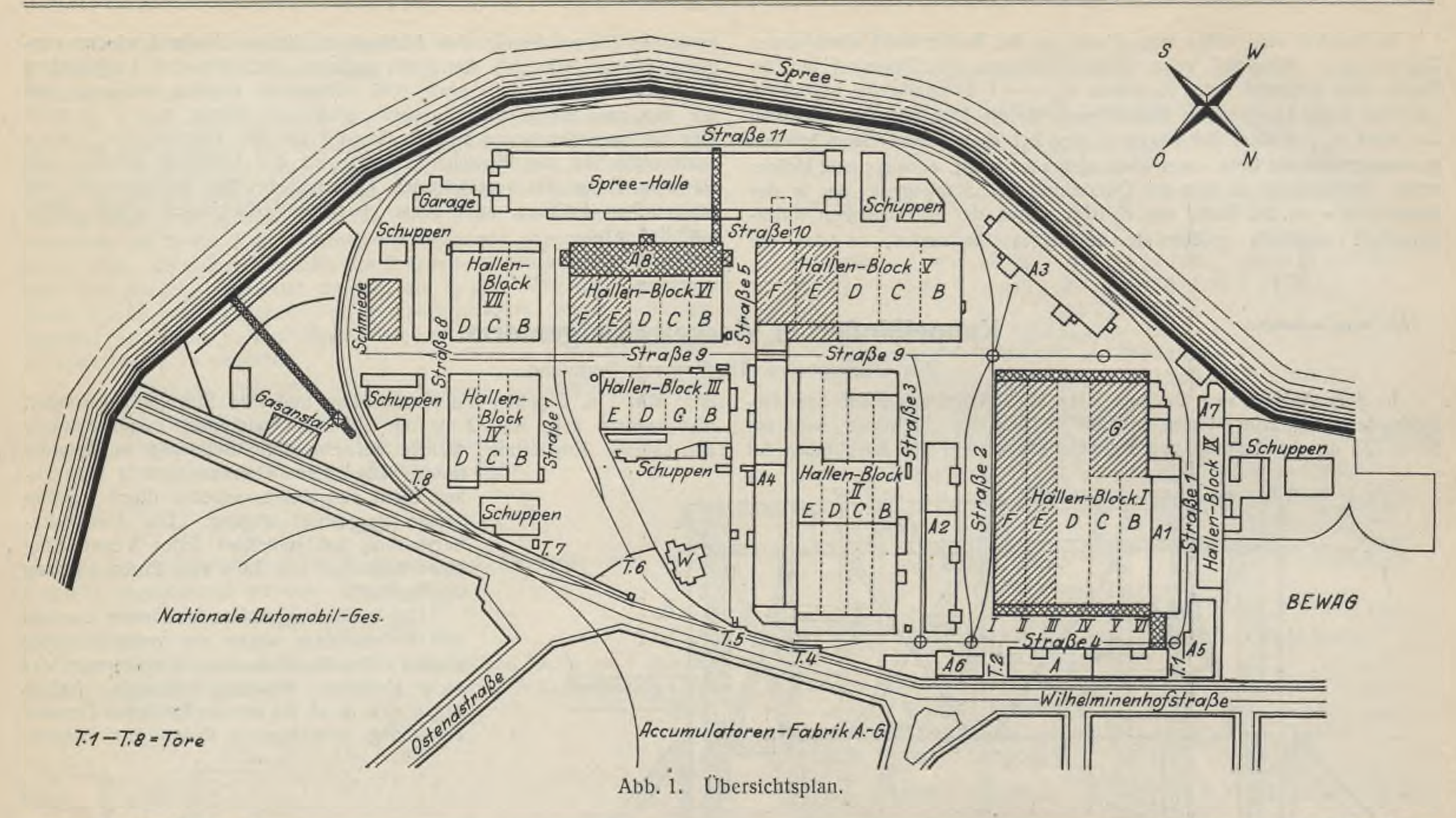
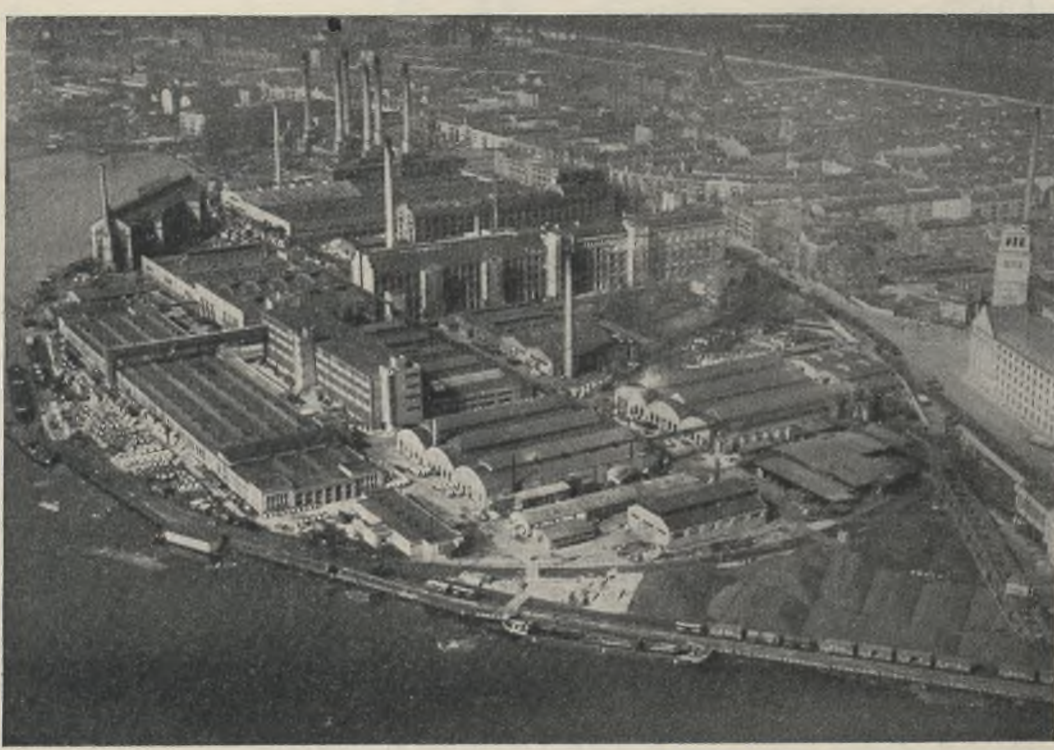


Abb. 1. Übersichtsplan.

1. Das neue Kupferwalzwerk.

In den Hallen E und F Block I waren bisher das Kupferwalzwerk, die Drahtzieherei und das Kabellager untergebracht. Diese Hallen wurden zur Erweiterung der Starkstromkabelfabrik in den Hallen B bis D Block I dringend benötigt. Für das veraltete Kupferwalzwerk sollte eine völlig neue Anlage nach den Gesichtspunkten neuester Arbeitsweisen geschaffen werden. Dafür und für die betriebstechnisch dazugehörige Drahtzieherei mußten daher an anderer, möglichst nahe gelegener Stelle neue Hallen errichtet bezw. vorhandene frei gemacht werden. — Die Hallen B bis D Block V ließen sich durch Entfernen von eingebauten Galerien und den Einbau von Kranbahnen für die Nebenbetriebe des Kupferwalzwerkes, Zieherei, Glüherei und Drahtlager brauchbar machen. Der daneben liegende Platz bis an die Baufluchten der Straßen 5, 9 und 10 genügte für den Neubau des Kupferwalzwerkes und den Rest der Zieherei.

Die dort stehende Schmiede und Auto-Reparatur-Werkstätte mußte abgebrochen und konnte bei entsprechender Verlängerung neben dem Hallenblock VII wieder aufgebaut werden.


Abb. 2. Luftaufnahme.

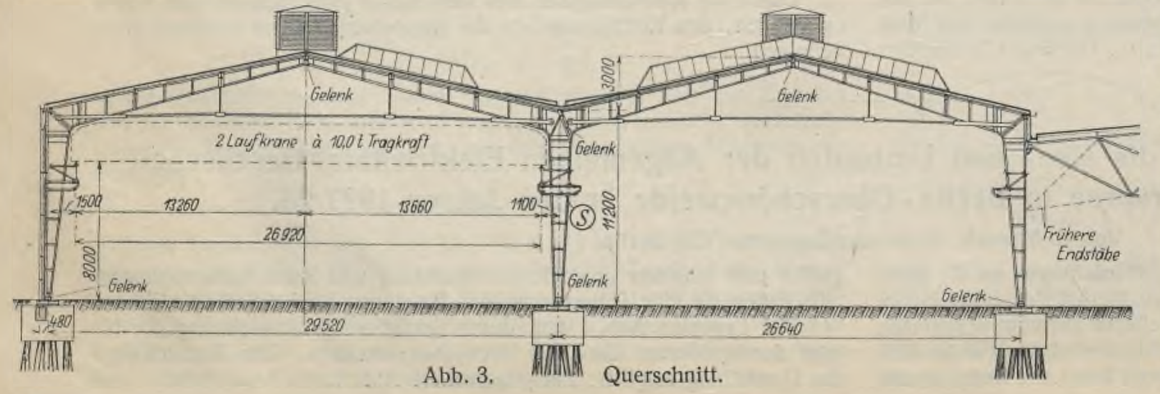


Abb. 3. Querschnitt.

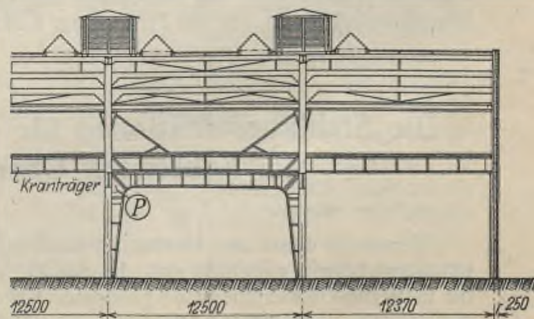


Abb. 4. Längenschnitt mit Zwischenportal.

Der Betrieb des Kupferwalzwerkes erforderte eine Halle (F) von 30 m Spannweite. Für das zweite Hallenschiff (E) verblieb dann die Breite von 27 m. Mit Rücksicht auf den Querverkehr im Hallenblock V mußte die vorhandene massive Längswand der Halle D entfernt und ihre Dachbinder durch neue Konstruktionen unterstützt werden. Die Binderteilung in den Hallen B bis D beträgt 6,25 m. Danach wurde die Teilung der Binder für die neuen Hallen E und F zu 12,5 m gewählt. Jeder zweite Binder der Halle D wurde unmittelbar an die neuen Binderstiele

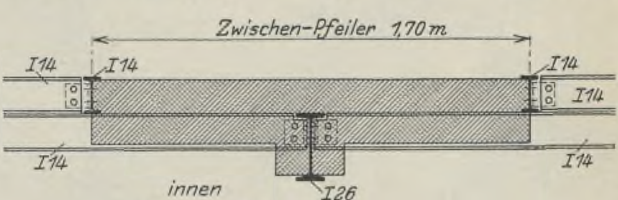


Abb. 6. Einzelheit der Längswand.

angeschlossen, die übrigen durch Hängewerke auf sie übertragen (Abb. 3).

Für die Gründung wurden Mast-Pfähle verwendet, da der tragfähige Baugrund in 5 bis 7 m Tiefe bei einem Grundwasserstande von etwa 2,2 m liegt. Bei der Wahl des Bindertragwerkes mußte berücksichtigt werden, daß die Pfahlfundierung zur Aufnahme von Seitenkräften wenig geeignet ist. Es wurde daher das in Abb. 3 u. 4 dargestellte Bindersystem aus zwei Dreigelenkrahmen mit gesprengten Zugbändern über den Kranprofilen gewählt, bei dem die Seitenschübe verhältnismäßig gering und die Wind- und Katzenbremskräfte auf zwei Fundamentreihen übertragen werden. Zugbänder unterhalb des Fußbodens konnten wegen der

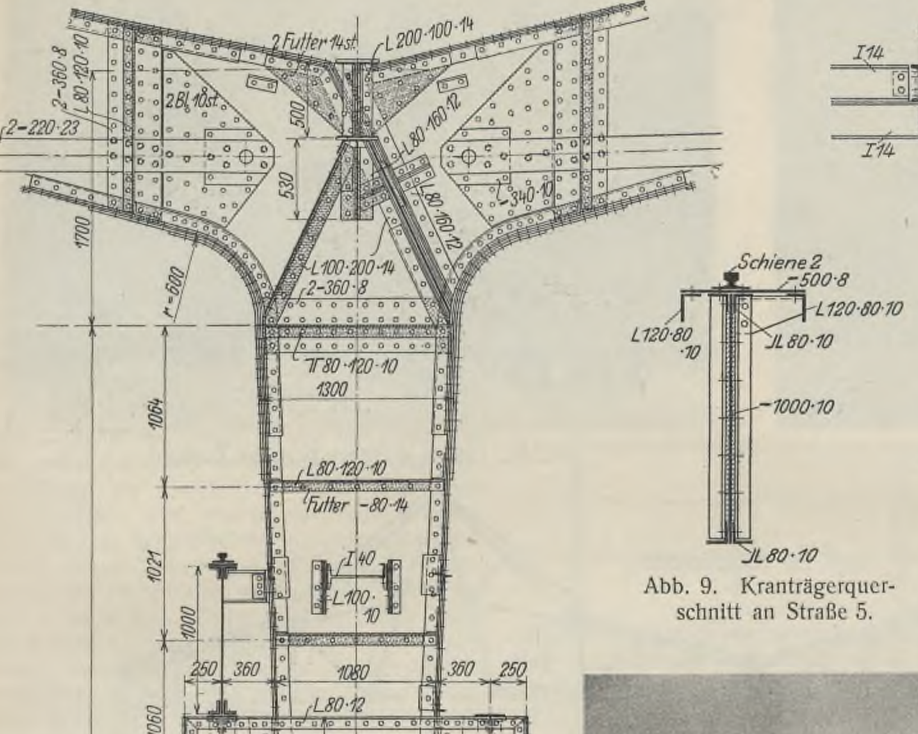


Abb. 5.

Einzelheiten der Bindermittelstütze S mit Portalanschluß (Reihe B) (vergl. Abb. 3 u. 4).

Abb. 9. Kranträgerquerschnitt an Straße 5.



Abb. 7. Außenansicht.

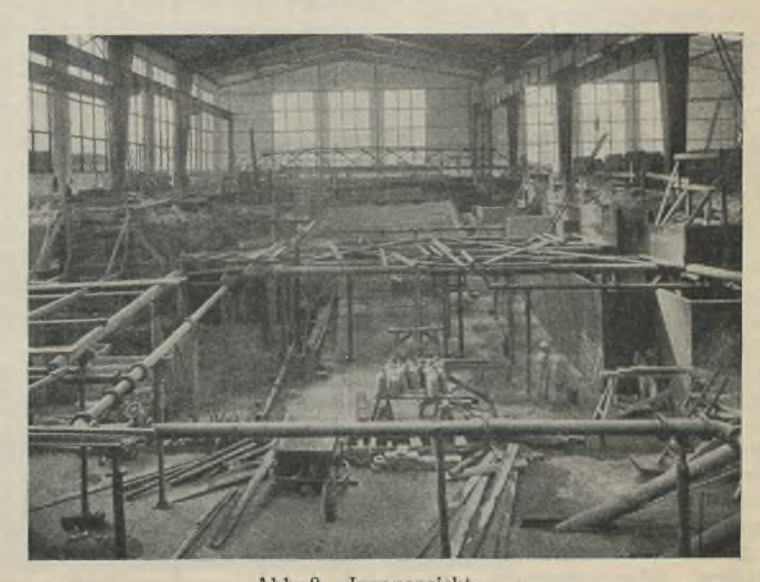
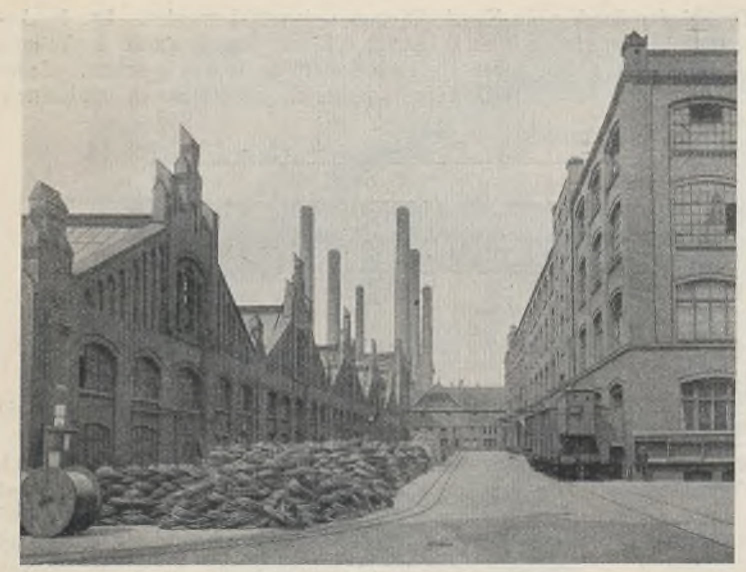


Abb. 8. Innenansicht.

Abb. 3 bis 8. Das neue Kupferwalzwerk.



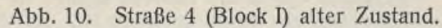


Abb. 10. Straße 4 (Block I) alter Zustand.

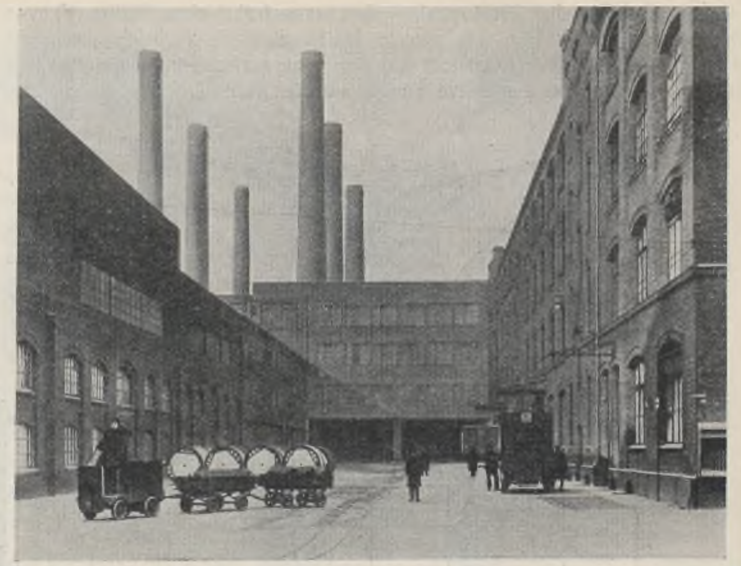


Abb. 11. Straße 4 (Block I) neuer Zustand.

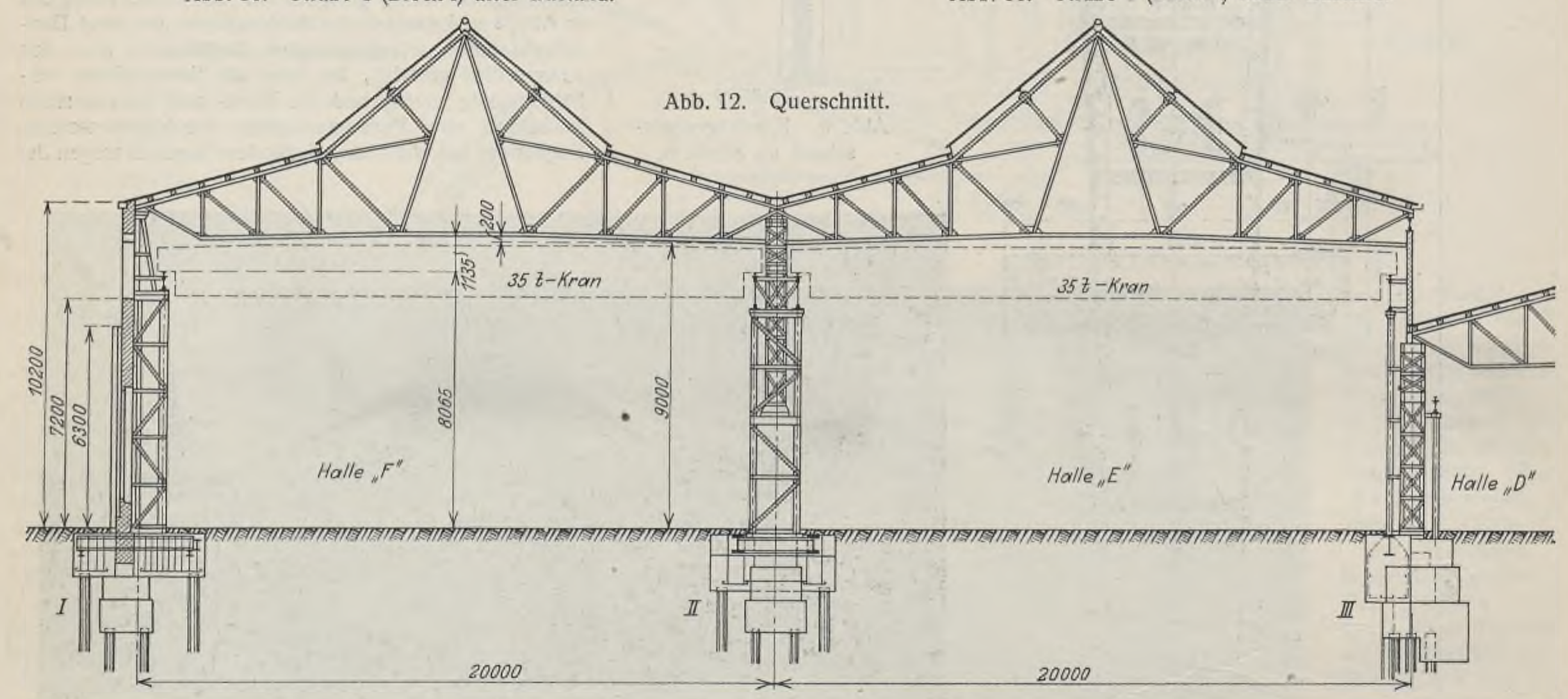


Abb. 12. Querschnitt.

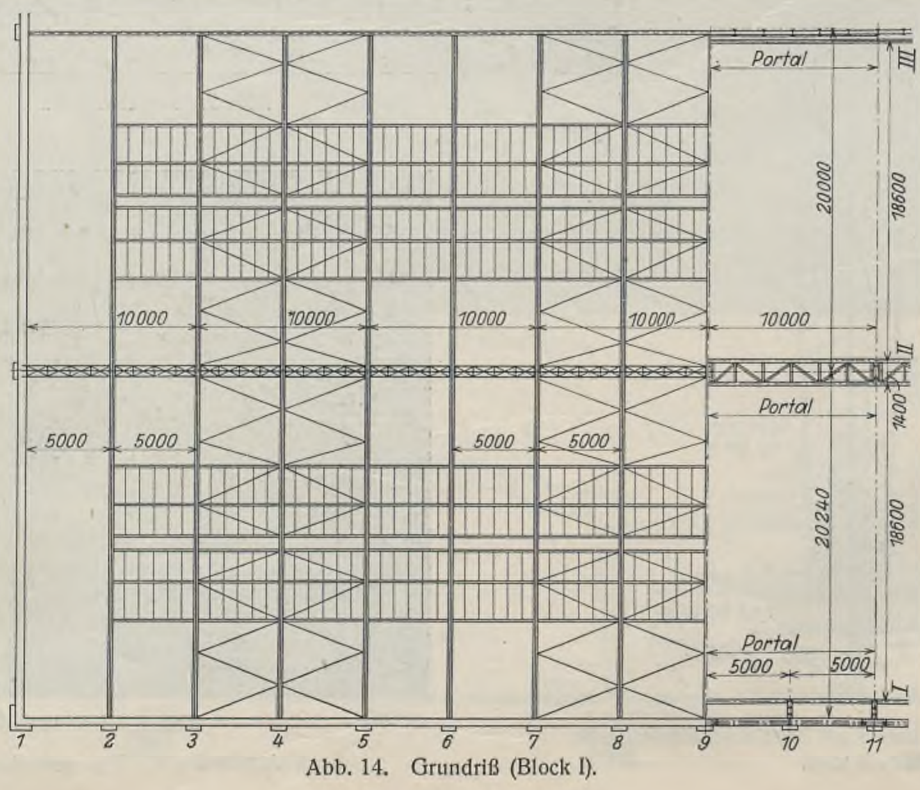


Abb. 14. Grundriß (Block I).

Maschinenfundamente nicht angebracht werden. Die Walzträgerpfetten sind an den Bindern bis zum Untergurt heruntergezogen und deshalb als teilweise eingespannt gerechnet worden. Gegen den Schub aus der Eindeckung sind die Pfetten in der Mitte durch ⊐⊏ zur Traufpfette abgesteift. Von dort wird der Schub durch Fachwerkstreben in die Binder geleitet. In dem Streifen zwischen der Giebelflucht A_4 und der Straße 9 konnte ein Etagenbau für die Garderoben und Verwaltungsräume untergebracht werden (Abb. 1).

Für die Dachdeckung wurde wegen der schnelleren Eindeckung eine doppelte Papplage auf Schalung und Sparren gewählt, da auf die Heizbarkeit der Hallen keine Rücksicht genommen zu werden brauchte. Die Belichtung erfolgt durch die großen Fensterflächen in den Wänden und durch je zwei Raupenoberlichter in den Binderfeldern, mit Ausnahme der an der Längswand gelegenen Dachfläche. Die gute Verteilung des Lichtes gibt die Innenansicht des Kupferwalzwerkes Abb. 8 wieder. Für die Entlüftung sorgen 3,5 × 3,5 m große, über den Bindern auf den First gesetzte Luftschächte mit feststehenden Luftschlitzen, deren Wirkung durch lotrecht verschiebbare Böden von der Größe des Schachtquerschnittes regulierbar ist.

Die Binder haben Konsole zur Aufnahme der durchlaufend ausgebildeten Kranbahnträger für 10-t-Laufkrane erhalten. Kran und Kranbahn sind zunächst nur in der Halle F für den Betrieb des Walzwerkes ausgeführt worden. In der



Abb. 15. Hallen E und F. Innenansicht im Bau.

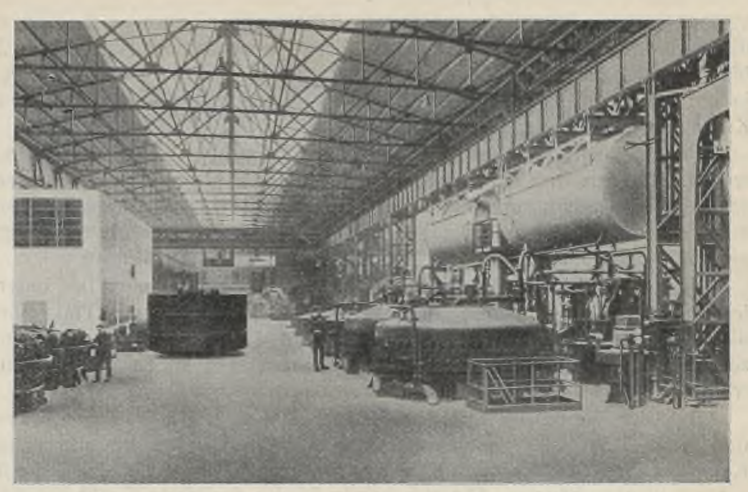


Abb. 16. Hallen E und F. Innenansicht nach Vollendung.

Reihe C dienen als Ersatz für die erst später einzubauenden Kranträger dreikantige Gitterträger zur Aussteifung der Binderstiele. Der Schub aus Katzenbremsen wird nur in der Reihe B durch Gitterträger in der Höhe der Kranträgerobergurte auf die Binder übertragen. Für die Längsaussteifung der Hallen sind zwischen den Reihen 4 und 5 in allen drei Achsen A bis C Portale angeordnet worden. Um die Schübe aus dem Längsbremsen des Kranes in die Portalebene bringen zu können, sind wagerechte Gitterträger in der Obergurtebene der Kranträger angeordnet worden. Diese übertragen dann die Schübe durch Streben über der Riegelausrundung auf den Riegel. Den Winddruck auf die Giebelwand leiten in der Dachebene liegende Windträger durch Fachwerkstreben in die Portale (Abb. 4).

Die konstruktive Durchbildung des Binderstieles der Achse B mit dem Anschluß des Portalstieles und der Absteifung des Binderuntergurtes gegen die Traufpfette zeigt Abb. 5. Der Anschluß des Zugbandes ist aus Abb. 21 u. 22 für den entsprechenden Punkt der später besprochenen Halle G der neuen Starkstromkabelfabrik besser zu ersehen.

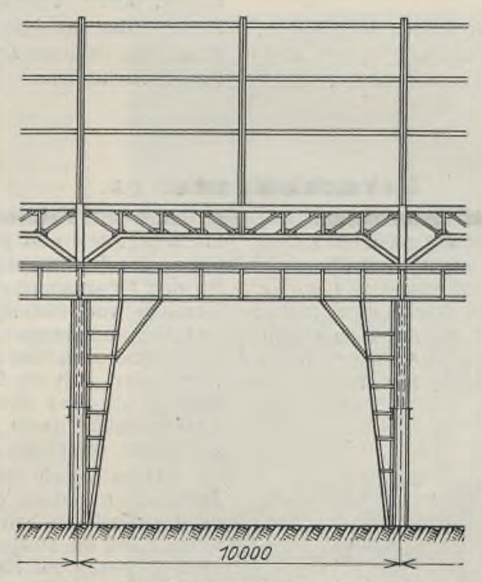


Abb. 13. Längenschnitt mit Portal. Feld 9 bis 11. (Vergl. Grundriß Abb. 14.)

Die Außenmauern sind als 25 cm starke Stahlfachwerkwände ausgeführt. Als tragende Teile für den Winddruck gehen die inneren Riegel von Stiel zu Stiel durch. Die äußeren Riegel sind an ihnen befestigt und dienen ebenso wie die senkrechten seitlichen Fensterstiele als Anschlag und zum Abschluß der Ausfachung. Einzelheiten der Konstruktion läßt Abb. 6 erkennen, während Abb. 7 eine Außenansicht zeigt.

Abb. 8 zeigt das Innere der Halle F während der Ausführung der schwierigen Fundierungsarbeiten für die Walzenstraßenfundamente, die unter Grundwasserspiegelsenkung bis zu 8 m Tiefe heruntergeführt werden mußten. Auch hierbei kam Stahl neben Stampfbeton und Eisenbeton zur Anwendung. Die Walzengerüste der Mittel-, Sorten- und Vorstraße sind über den Fundamentöffnungen für die in Abb. 8 teilweise sichtbaren, ausgedehnten Schlingenkanäle durch schwere Stahlroste abgefangen. Für die Decken dieser, zum Teil zweigeschossig angelegten Schlingenkanäle, mußten schon wegen der geringen Konstruktionshöhen stählerne Träger für die Eisenbetondecken angeordnet werden.

2. Hofkranbahnen in den Straßen 5 und 10.

Für den Transport der Kupferbarren und Drahtringe sind in den Straßen 5 und 10 Kranbahnen für Laufkrane von 5 und 2 t Nutzlast errichtet worden. Ihre Ausbildung ist aus der bereits genannten Abb. 7 zu ersehen. Den Querschnitt des 14,5 m weit gespannten Kranträgers über der Straße 10 zeigt Abb. 9.

3. Neue Starkstromkabelfabrik.

a) Umbau der Hallen E und F des Hallenblocks I.

Nach der Unterbringung des Kupferwalzwerkes und seiner Nebenbetriebe im Hallenblock V waren die Hallen E und F Block I für die Umstellung und Erweiterung frei. Die aus Abb. 10 erkenntliche Ausbildung der im Jahre 1897 errichteten fünf Hallen B bis F mit einer lichten Höhe bis zum Binderuntergurt von 5,2 m genügte jedoch nicht mehr. Der Betrieb der neu einzubauenden Krane mit 35 t Nutzlast bedingte eine um 3,8 m höhere Lage der Binderunterkanten in den beiden Hallen E und F (vergl. Abb. 12 bis 14). Die Dächer waren mit Pappe auf Schalung und von Binder zu Binder reichenden Sparren eingedeckt. Die mittleren Oberlichter im First liefen auf die ganze Länge der Hallen von 160 m durch. Die Binderteilung betrug 5 m und die Stützen-

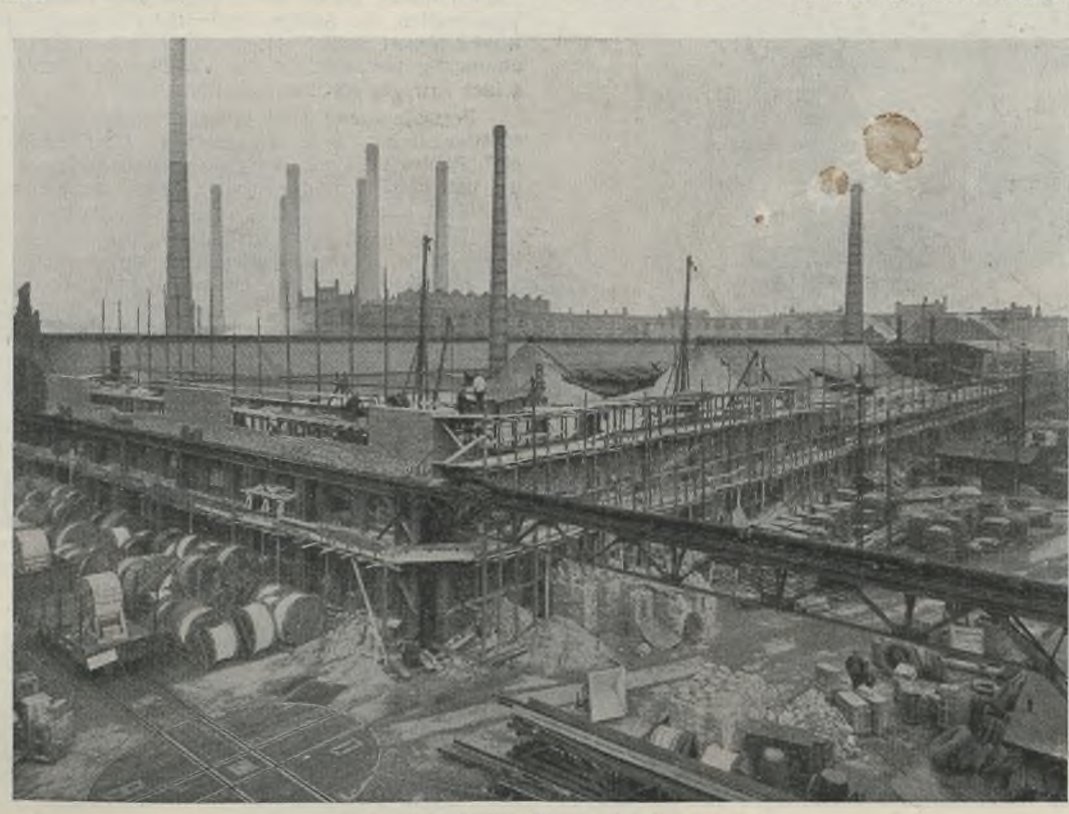


Abb. 17. Hallen E und F. Bauzustand.

Abb. 10 bis 17. Neue Starkstromkabelfabrik. Umbau der Hallen E und F des Hallenblocks I.

abstände 10 m. Paarweise angeordnete Gitterträger übertrugen die Lasten der Zwischenbinder auf die Stützen. Diese Konstruktion ist aus Abb. 12 bis 16 deutlich zu erkennen. Man hat sie unverändert wieder verwendet, indem die alten vergitterten leichten Dachstützen in die neuen schweren Kranbahnstützen hineingestellt worden sind.

Von der anfangs geplanten Hebung des Daches wurde abgesehen, teilweise wegen des Zusammenhanges der Dachkonstruktion und ihrer schwierigen Trennung und unbeschädigten Wiederzusammenfügung, vor allem aber wegen der vorher notwendigen Herstellung neuer und schwierig auszuführender Fundamente für die unten eingespannten Stützen.

An der Längswand wurden die im Abstande von 5 m unter jedem Binder vorhandenen Mauervorlagen entfernt und so Platz für die neuen stählernen Stützen geschaffen (Abb. 12 u. 14). Diese mußten zur Aufnahme des Winddrucks auf die Längswand unten eingespannt werden.

Bei der Reihe III mußte auf eine spätere Hebung des Daches der Halle D Rücksicht genommen werden. Es wurden für die neue Kranbahn Stiele errichtet, die später zu einer Stütze wie in Reihe II ergänzt werden können. Die gehobenen Binder der Halle E stützen sich in dieser Reihe auf die Stiele einer dem Abschuß dienenden Stahlfachwand (Abb. 12 u. 15).

Mit den Arbeiten wurde auf beiden Enden der Hallen angefangen, da das alte, in der Mitte liegende Kupferwalzwerk erst später stillgelegt werden konnte. Abb. 17 läßt die verschiedenen Arbeitsvorgänge des Umbaues erkennen. Im Vordergrunde werden die Umfassungsmauern höher geführt und die Stahlkonstruktionsteile montiert. Dahinter wird mit dem Abbruch der Dachhaut begonnen. Hinter dem mit Lüftungsaufbauten versehenen Teil über dem alten Kupferwalzwerk ist die wieder aufgestellte und zum Teil bereits eingedeckte Konstruktion sichtbar. Mit den vorgenannten Arbeiten waren noch umfangreiche und z. T. schwierige Fundierungen, Unterkellerungen und Kanalbauten verbunden, die teils in Mauerwerk, teils in Eisenbeton ausgeführt worden sind und von denen Abb. 15 einen Teilabschnitt erkennen läßt. Die Decke über dem 1900 qm großen Imprägnier- und Massekeller mußte mannigfaltige Aussparungen für die verschiedenen Gefäße erhalten. Auch war auf die weitere Aufstellung von Gefäßen Rücksicht zu nehmen. Es wurde daher für die Tragkonstruktionen Stahl gewählt. Als Nutzlast war mit Einzellasten auf verhältnismäßig kleiner Grundfläche von 30,0 t und 15,0 t zu rechnen.

Ein quer durch den Hallenblock I anzulegender Rohrkanal von 105,0 m Länge erhielt wegen der großen Lasten des darüber angeordneten Verladegleises und der vorhandenen Konstruktionshöhe eine Stampfbetondecke zwischen breitflanschigen Stahlträgern.

Nach der Fertigstellung der Umbauarbeiten und des weiter unten beschriebenen Verbindungsbaues vom Hochbau A nach A_1 hat die Straße 4 das aus Abb. 11 ersichtliche Aussehen erhalten. Man vergleiche damit den früheren Zustand nach Abb. 10 mit der vor 30 Jahren üblichen Fabrik-Architektur. (Schluß folgt.)

Verschiedenes.

Der Stahl im Hotelbau: Einfluß der Bauart auf Baugeldbedarf und Gebäudenutzung. Wie bei allen anderen Bauwerken muß selbstverständlich auch bei Hotelbauten die Baustoffwahl einzig und allein auf Grund ihrer Tauglichkeit für diesen besonderen Zweck erfolgen. Dazu ist es notwendig, die Voraussetzungen für den rentablen Betrieb eines Hotels namentlich in bezug auf das Hotelgebäude selbst ins Auge zu fassen. Aus der großen Anzahl von Baustoffen, die bei einem Hotelbau in Frage kommen, seien hier nur diejenigen für das Tragwerk, also freilich für den bei weitem wichtigsten Gebäudeteil betrachtet.



Der Daseinszweck eines Hotels ist sein lohnender Betrieb, dieser ist allein bedroht durch Überaltern in jeder Form, durch das „Nichtmehraufderhöhesein". Solange das auf ein Gebäude begebene Kapital sich noch ebenso gut verzinst wie bei jeder anderen vorsichtigen Anlage, so lange hat ersteres auch Daseinsberechtigung und Wert.

Eines der sichersten Anzeichen für Alterserscheinungen an einem Gebäude ist jedoch das Nachlassen des Reinertrages und des Kapitalumsatzes. Wenn nun natürlich letzten Endes auch jedes Gebäude altert, also entwertet wird, so hängt die Zeitspanne, in der sich dieser Prozeß vollzieht, doch sehr von seiner Bauart ab.

Auf Grund einer umfassenden Untersuchung von etwa 350 amerikanischen Hotels und jahrelanger praktischer Erfahrung hat der Mitherausgeber der Fachzeitschrift „Hotel Management", J. O. Dahl — also eine für den Gegenstand gewiß maßgebende Autorität — die Ursachen für das Veralten von Hotels, d. h. für ihre allmähliche Entwertung, einer Betrachtung unterzogen. Offenbar hingen die mit einem Hotel erzielten Ergebnisse stark von dem Charakter der Stadtgegend ab, in der es steht: Nun ändert sich der Charakter eines Viertels unserer heutigen Großstädte ständig, oft ganz überraschend schnell, und für ein einmal vorhandenes Hotel entsteht damit die Aufgabe, zur Erhaltung seines Ertragswertes sich auf solche Änderung umzustellen.

Solche für ein Hotel im günstigen oder ungünstigen Sinne wichtigen Änderungen können gegeben sein erstens durch den Bau neuer Hotels in der Nachbarschaft mit neuzeitlicherer und eleganterer Einrichtung, ferner durch die steigenden Ansprüche des Publikums nach dieser Richtung; etwa in bezug auf Heizung, Lüftung, Küchenausstattung, Stil der Inneneinrichtung, Bedienung und sonstigen Komfort. Bauliche Änderungen können u. a. wünschenswert werden bei Speise- und Tanzsälen, Gesellschaftsräumen, durch den Einbau von Ausstellungshallen, Dachgärten, Theatersälen, die Anlage neuer Bäder u. dergl. — Wo die seinerzeit gewählte Bauart solche oft durchgreifenden Umbauten nicht zuläßt oder übermäßig verteuert, ist das Veralten des Gebäudes und die Minderung seines Ertrages nicht aufzuhalten.

Besonders eng sind diese Beziehungen zwischen Hotels und Geschäftsvierteln. Jede Verschiebung im Charakter dieser letzteren beeinflußt das Erträgnis der ersteren erheblich, wenn es sich nicht schnell auf das in diesem oder jenem Sinne wechselnde Niveau seiner Gäste einstellen kann.

Die Verlegung von Bahnhöfen, Straßenbahnen oder sonstigen Verkehrsmitteln, große Schadenfeuer, aufsehenerregende Vorfälle u. dergl., aus irgendwelchen Gründen unbeliebt gewordene Hotelleitung können weitere Gründe bilden, aus denen eine grundlegende Umstellung des ganzen Betriebes oder sogar der Umbau des Hauses für einen anderen Zweck nötig wird.

Das Steigen des Bodenwertes nötigt auch den Hotelbetrieb, seinen Reinertrag zu steigern: Da das durch Erhöhung der Zimmer- usw. Preise ohne Schaden meist nicht angängig ist, kann man es durch den Einbau von Läden im Erdgeschoß u. dergl. versuchen, was durchgreifende bauliche Änderungen bedingt.

Eine andere Möglichkeit, bei steigenden Bodenpreisen auch den Ertrag zu steigern, ist die Aufstockung: Erlaubt das Tragwerk des alten Gebäudes ohne besondere Schwierigkeiten die zur Aufnahme der neuen Stockwerklasten erforderliche Verstärkung, ist ihm ein neues Leben gewährleistet, andernfalls wird sein Veralten d. h. seine Entwertung unvermeidlich.

Bei der steigenden Bedeutung, die heute — und nicht nur in Amerika — dem Hotel nicht mehr nur als Herberge, sondern als Mittelpunkt wirtschaftlichen und gesellschaftlichen Lebens für Groß- wie für Provinzstädte zukommt, scheint es in der Tat wichtig, daß aus den Feststellungen Dahls die erforderlichen Schlüsse gezogen werden. Bauherren, Architekten, Baugeldbanken und Hypothekenverleiher werden damit vor die Frage gestellt, ob sie für ihren Neubau mit der Verwendung von Baustoffen einverstanden sind, deren „monolithische" Eigenschaften auch kleine Umbauten störend und teuer, große vollends unerschwinglich oder unmöglich machen, die das aus ihnen errichtete Gebäude also von vornherein zu einem kurzen oder unbefriedigenden Leben verurteilen. Was bei richtiger Wahl der

Bauweise zur Erhaltung der Rentabilität von Hotelbauten geschehen kann, dafür im folgenden einige Belege:

Das in der Madison Street gelegene Gebäude des Chicagoer Turnvereins ist 1905 erbaut. Es hat rd. 12×24 m Grundfläche, 12 Obergeschosse, Zwischen- und Erdgeschoß, Souterrain, Keller usw. und ist in Stahl gebaut. 1926 wurde es notwendig, den verfügbaren Raum des Gebäudes um 6 weitere Obergeschosse mit 42 Gastzimmern zu vergrößern, was in Stahlkonstruktion ebenso reibungslos möglich war, wie ein ähnlicher Umbau des Sherman-Hauses, das ebenfalls die Zahl seiner Gastzimmer erhöhen mußte.

Noch günstiger liegen die Verhältnisse beim Morrison-, beim Sherman- und beim Congress-Hotel in Chicago, die An- und Erweiterungsbauten auf benachbarten Grundstücken vornehmen konnten: Da sie in Stahl errichtet waren, machte die Ausführung der nötigen Verbindung und Übergänge zwischem altem und neuem Gebäudeteil ebenso wie die nötigen Modernisierungs- und Umbauarbeiten im ersteren keine ernstlichen Schwierigkeiten und vergleichsweise geringe Kosten.[1]) Die Abbildung auf S. 106 gibt ein eindrucksvolles Bild von der leichten Aufstockungsmöglichkeit in Stahlskelettbau in einem amerikanischen Großstadtbau vor und nach der Aufstockung, die das ursprünglich vierstöckige Gebäude in ein zehnstöckiges verwandelte.

Auch in deutschen Großstädten ist gerade der Fall nicht selten, daß Hotels für andere Zwecke — etwa für Büro- oder Verwaltungsgebäude — umgebaut werden sollen. Nach einer Meldung des „Berliner Lokal-Anzeigers" vom 15. 2. 29 bestehen zur Zeit in Berlin derartige Absichten in bezug auf das „Palast-Hotel" am Potsdamer Platz. Ob sich diese Pläne durch einen Umbau werden verwirklichen lassen, steht dahin. Ebenso sei erinnert an den durchgreifenden Umbau des „Excelsior"-Hotels am Anhalter Bahnhof zu Berlin.

Wie leicht dergleichen bei Stahlkonstruktionen möglich ist, zeigt das Beispiel der Hotels Holland Haus, Knickerbocker und Manhattan in New York und von Planters Hotel in St. Louis, die zu Bürohäusern umgebaut wurden. Dazu waren Treppen und Aufzüge zu entfernen oder zu versetzen, die Flure sowie der ganze erste Stock mit Speise- und Gesellschaftsräumen, Küche und Läden für die Bedürfnisse eines Bürobetriebes einzurichten, d. h. völlig umzugestalten. Es war die Verstärkung von Stützen, Verlegung, Verstärkung, Entfernung oder Neuanordnung von Unterzügen und anderen Bauteilen erforderlich. Alle Arbeiten wurden dank der Anpassungsfähigkeit der seinerzeit beim Neubau verwendeten Stahlkonstruktion mit vergleichsweise niedrigen Kosten und — was vor allem wichtig — ohne Zwischenfall und zu den vertragsmäßigen Terminen ausgeführt.

Es war vorher über das Bedürfnis des Einbaues von Läden in bestehende Hotels gesprochen, für den auch deutsche Großstädte genügend Beispiele liefern. Dahl führt in seinem Bericht das Waldorf-Astoria-Hotel, das Biltmore- und das Astor-Hotel in New York an, wo namentlich die Höherlegung oder Durchbrechung von Decken und das Versetzen der schwerbelasteten Stützen nur dank der seinerzeit beim Bau erfolgten Wahl von Stahl technisch und wirtschaftlich möglich gewesen sind.

Erwähnt sei auch der jedenfalls technisch bemerkenswerte Innenumbau alter, insbesondere den Ansprüchen auf Feuersicherheit nicht mehr genügender Hotels unter Belassung der alten Außenmauern und ohne Verstärkung der Fundamente. Er ist in Amerika vielfach vorgenommen und wirtschaftlich gewesen dank des vergleichsweise geringen Gewichts des stählernen Tragwerkes, das eine solche Neugründung entbehrlich machte.

In Finanz- und Börsenkreisen sind für die Anlage von Geldern die Fachausdrücke „fest" und „flüssig" üblich. Ein Stahlbau ist offenbar dank seiner Anpassungsfähigkeit an jeden Zweck eine flüssige Anlage und eine entsprechende Unterscheidung der Bauten ist durch ihre Nutzungsmöglichkeit sicherlich gerechtfertigt. Architekten und Ingenieure haben die Aufgabe, die Interessen ihrer Klienten, d. h. der Bauherrschaft, durch vorsichtige Wahl von Baustoff und Bauart wahrzunehmen und dem ihnen anvertrauten Bau eine befriedigende Lebensdauer, d. h. möglichst langen vollen Nutzungswert zu sichern.

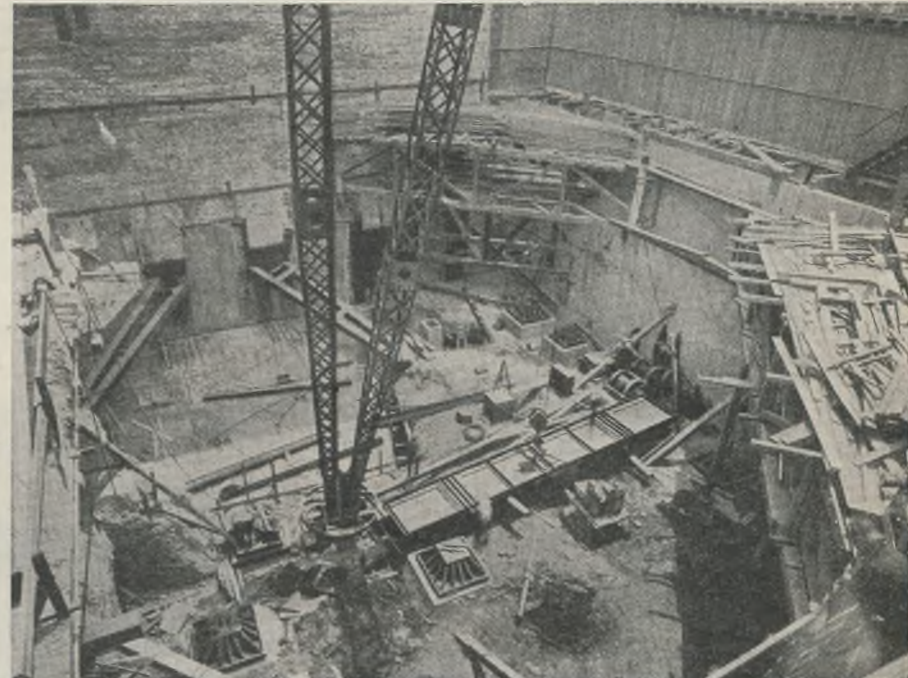


Abb. 1.

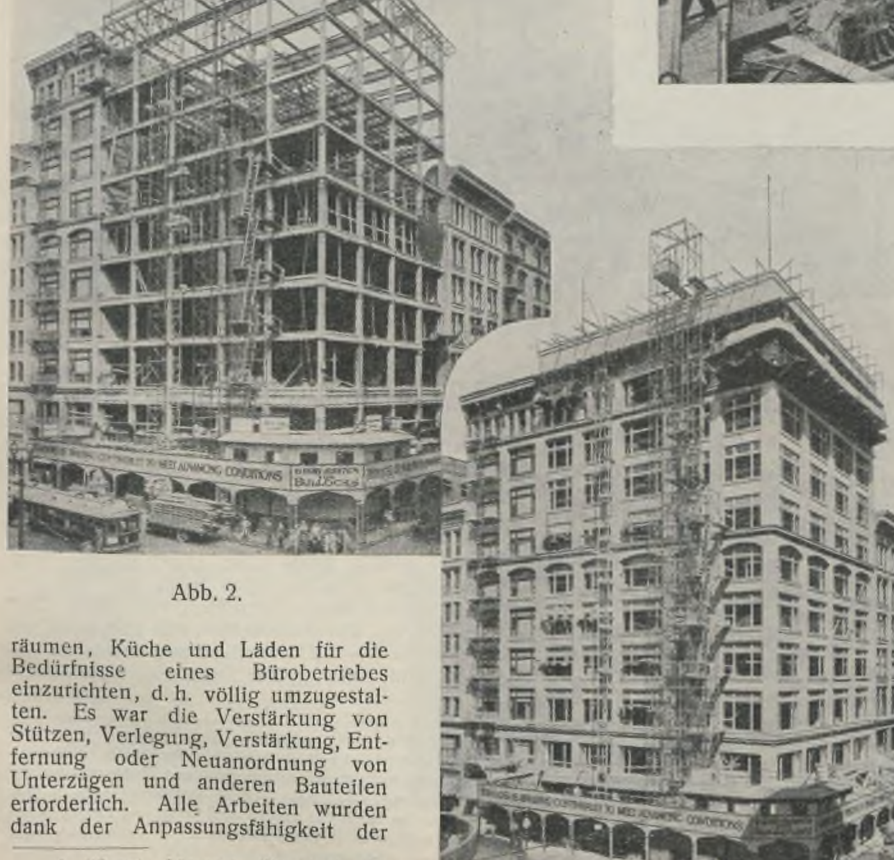


Abb. 2.

Abb. 3.

1172 t Stahlkonstruktion in 15 Tagen aufgestellt sind zufolge einer Mitteilung von „Construction Methods" in der ersten Hälfte Mai 1928 für den in Abb. 1 bis 3 dargestellten Neubau des Großwarenhauses Bullock in Los Angeles. Es ist damit sicherlich eine Leistung erzielt, die überzeugend für die Möglichkeiten des Stahlbaues spricht, dessen Schnelligkeit der Ausführung in keinem anderen Material ohne die Gefahr empfindlicher Rückschläge auch nur annähernd erreicht werden kann.

Auch in Stahl ließ sich die unwahrscheinlich kurze Bauzeit nur dank weitgehender Baustellenorganisation und Typisierung erreichen; die Ausführung lag in Händen der Llewellyn Eisenwerke in Los Angeles, die (Abb. 1) am 1. Mai mit dem Aufstellen begannen, am 15. Mai — wie gesagt — eine Teilkonstruktion von 1172 t, am 19. Mai das gesamte Tragwerk aufgestellt hatten (Abb. 2), worauf in noch nicht vier weiteren Wochen — am 15. Juni — nach Abb. 3 das gesamte Bauwerk fast vollendet werden konnte.

Am 6. Juli begann in den unteren drei Stockwerken des neuen Warenhauses bereits der Verkauf und man kann dem American Institute of Steel Construction wohl recht geben, wenn es in der genannten Meldung seine Genugtuung über diesen neuen Erfolg der Stahlbauindustrie zum Ausdruck bringt.

[1]) Vergl. hierzu: Baustoffwahl und Baugeldverzinsung, „Der Stahlbau" 1928, Heft 3, S. 35.

Verschiebung einer 1450 t schweren Stahlbrücke. Die Erweiterungsarbeiten im Hafen von Straßburg haben u. a. den Anlaß für eine Ausführung gegeben, die nicht nur als außerordentlich kühn zu bezeichnen ist, sondern vor allem auch die Anpassungsfähigkeit des Stahlbaues an veränderte Verhältnisse und Forderungen in besonders wirksamer Weise erhellt. Es handelt sich um die seitliche Verschiebung einer stählernen Fachwerkbogenbrücke mit Öffnungen von 66 m größter Spannweite um etwa 300 m — ohne Beschädigung der Fahrbahn und sonstiger Teile — infolge Anlage eines neuen Hafenbeckens, das die heutige Rheinstraße unterbricht.

Dazu war entweder diese Straße so zu erhöhen, daß die Brücke über das neue Vauban-Becken — etwa 9 m über dem Wasserspiegel — zu liegen kam, oder es war die Straße zu verlegen und die Überbauten über alle drei Öffnungen der über den kleinen Rhein gespannten Brücke um die genannte Strecke stromaufwärts zu verschieben (Abb. 1).

Die Überbauten der beiden Seitenöffnungen hatten eine Stützweite von 21 m und ein Gewicht von je 200 t, die mittlere Öffnung war durch zwei 66 m weitgespannte Fachwerksbogen und 9,60 m Achsabstand und 3,50 m weit auskragenden Gehwegplatten überspannt. Die Arbeit begann mit der Trennung der drei Bogen voneinander, indem man die beiden äußeren in der Straßenrichtung rückwärts zog. Sodann führte man auf jedem Ufer unter den zuvor mit Schraubenspindeln angehobenen mittleren Überbau (Abb. 2) zwei besonders für diesen Zweck gebaute Wagen, die auf insgesamt achtzehn Führungsrollen liefen und sich auf dem auf jedem Ufer verlegten normalspurigen Laufgleis bewegten.

Die Schwierigkeit der Ausführung wurde noch dadurch vermehrt, daß eine der Schienen auf einer Strecke von 120 m Länge auf einem in den Fluß gerammten Pfahlgerüst ruhte, und weiter dadurch, daß etwa 135 m der Gesamtstrecke einen Bogen von 110 m Halbmesser beschrieb.

Die Verschiebung erfolgte durch Seilzug mittels Handwinden. Die Gesamtdauer des Arbeitsvorgangs betrug drei Tage für den Hauptüberbau. Der Transport der beiden Seitenüberbauten ging in ähnlicher Weise vonstatten und dauerte nur zehn Stunden.

Die — mindestens in diesem Umfang — neuartige Arbeit war damit innerhalb der gesetzten Frist ohne Zwischenfälle und in jeder Weise befriedigend vollendet, und mit ihr ein neuer Beweis für die Überlegenheit stählerner Bauwerke über sogenannte Massiv- oder monolitische Bauweisen erbracht.

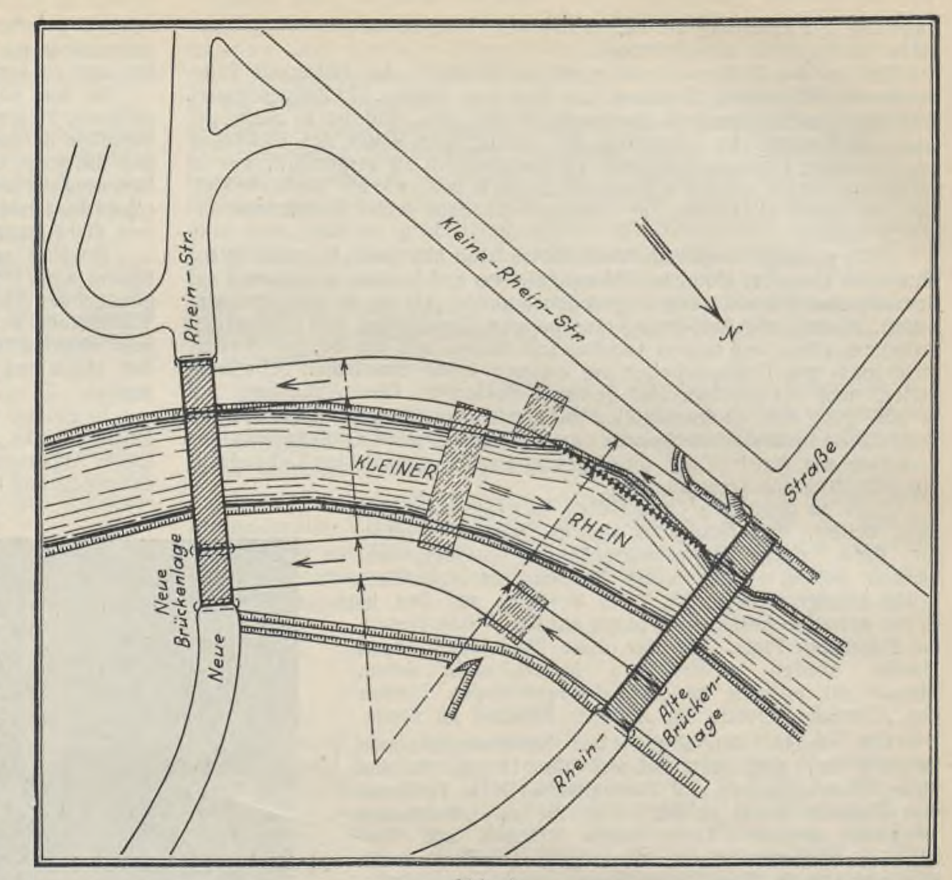


Abb. 1.

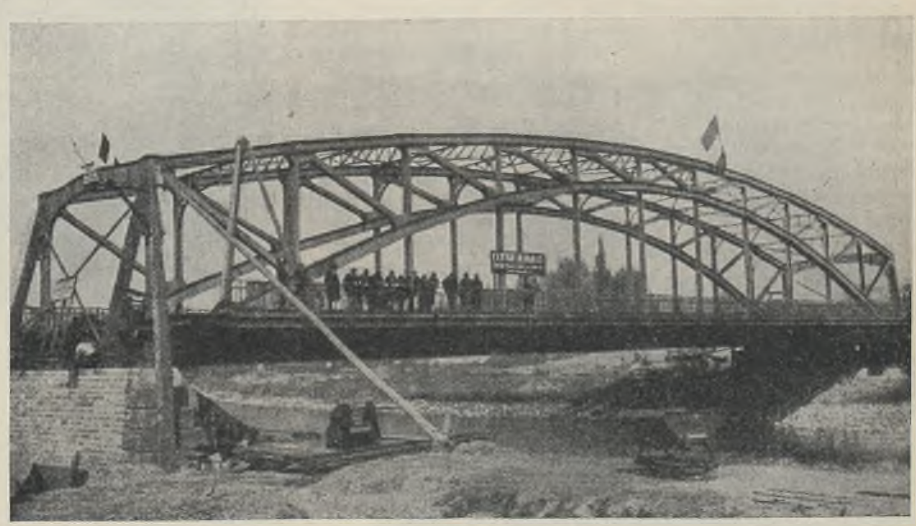


Abb. 2.

Die Durchbiegung von Trägern. Die Einhaltung eines bestimmten Höchstmaßes für die Durchbiegung von Trägern aus Flußeisen und hochwertigem Baustahl ist nicht allgemein vorgeschrieben, wird aber in besonders gearteten Fällen zu verlangen sein, so insbesondere bei stark beanspruchten Transmissionsträgern, sowie bei den über 7 m langen Trägern und Unterzügen, die ein Gebäude aussteifen und an Stelle der sonst vorhandenen Quer- und Längswände treten. In solchen Fällen soll die Durchbiegung $^1/_{500}$ der Stützweite nicht überschreiten.

Ministerielle Bestimmungen vom 25. Februar 1925.

Soweit sich diese Forderung auf Transmissionsträger erstreckt, ist sie ohne weiteres verständlich. Bei stark beanspruchten Trägern dieser Zweckbestimmung soll durch die Einschränkung der Durchbiegung auf $^1/_{500}$ der Stützweite der übermäßigen zusätzlichen Beanspruchung der Träger durch dynamische Kräfte vorgebeugt werden.

Wesentlich anders liegen die Dinge bei Unterzügen, die ein Gebäude aussteifen. Hält man sich an den Wortlaut der Bestimmungen, so braucht nicht jeder in der Aussteifungsrichtung liegende Deckenträger oder Unterzug der Forderung zu entsprechen, vielmehr genügt es, wenn ihr etwa alle 6 m ein in der Aussteifungsrichtung liegender Träger entspricht. Die Bestimmungen gehen von der Annahme aus, daß die Deckenscheibe einen zwischen den Giebeln oder zwischen noch verbleibenden Zwischenwänden liegenden Windträger bildet, dessen Pfosten mit den Deckenträgern bezw. Unterzügen, die an Stelle der sonst vorhandenen Querwände liegen, zusammenfallen. Je größer bei den Deckenträgern bezw. Unterzügen der Biegungspfeil aus der Belastung durch Eigengewicht und Nutzlast ist, desto größer wird auch die zusätzliche Beanspruchung aus dem durch den Wind im Träger erzeugten Moment werden. Bei den üblichen Hochbauten wird diese zusätzliche Beanspruchung auch bei einer größeren Durchbiegung als $^1/_{500}$ der Stützweite die für Windbelastung zulässige Mehrbeanspruchung von 200 kg/cm² kaum jemals erreichen. Möglicherweise ist auch an den Seitendruck der Brandmauern benachbarter Häuser gedacht; obschon eigentlich Brandmauern für sich stehen sollen, was sie freilich nicht immer tun.

Das Einhalten der durch die Bestimmungen auf $^1/_{500}$ der Stützweite eingeschränkten Durchbiegung bedeutet einen Mehraufwand an Baustoff, der um so größer wird, je geringer die zur Verfügung stehende Bauhöhe ist: z. B. wenn Peiner Träger verwandt bezw. ausgenutzt werden sollen. Der Verfasser hat sich bei einem Bau dadurch geholfen, daß er den Trägern einen Stich gab, was auch von einer Baupolizeibehörde gutgeheißen wurde. Es handelt sich um Unterzüge von 9,2 m Stützweite, die aus Peiner Trägern P 30 bestehen und unter dem Eigengewicht und der Nutzlast (beide annähernd gleich groß) eine Durchbiegung von $l/233 = 3{,}95$ cm zeigen. Die Träger erhalten einen Stich von 2,5 cm; die verbleibenden 1,45 cm entsprechen dann einem Pfeil von $l/635$. Der Forderung, daß die Durchbiegung $^1/_{500}$ der Stützweite nicht überschreiten soll, ist insofern genügt, als der Pfeil — auf den allein und nicht auf die wirkliche Durchbiegung es ankommt — $^1/_{500}$ der Stützweite nicht übersteigt. Czech.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang | BERLIN, 17. Mai 1929 | Heft 10

Der Fördergerüst-Neubau Kaiser-Wilhelm-Schacht der Hohenzollerngrube.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. P. Walter, Gleiwitz.

In Heft 2/1928 der Zeitschrift „Der Stahlbau" ist über Entwurf und Vorarbeiten des auf der Hohenzollerngrube bei Beuthen O.-S. der Gräflich Schaffgotsche Werke G. m. b. H. in Gleiwitz zu errichtenden neuen Doppelturmfördergerüstes berichtet und vor allem auch die Gründe erläutert, warum für dieses wohl größte Turmgerüst seiner Art die Ausführung in Stahl gewählt wurde, und zwar, obgleich die beiden viel beschriebenen Eisenbeton-Doppelturmfördergerüste der Schachtanlage Mourits der holländischen Staatsmijnen sehr leicht als Vorbild für die Wahl des Eisenbetons als Baustoff hätten dienen können. Insbesondere ist auseinandergesetzt worden, welche Vorteile die Stahlbauweise für den Bau von Turmgerüsten im allgemeinen besitzt und wie gerade die Nachteile der Eisenbetonbauweise im vorliegenden Fall den Ausschlag für die Wahl des Stahles gegeben haben.

Inzwischen ist die Stahlkonstruktion des Förderturmes fertiggestellt, so daß im nachfolgenden einige Mitteilungen über den Bau gemacht werden können:

Abb. 1. Grundriß des Kaiser-Wilhelm-Schachtes (Heft 2, 1928, S. 16, Abb. 1).

Der Kaiser-Wilhelm-Schacht ist ein Doppelförderschacht, in welchem bisher mit zweigeschossigen Fördergestellen gefördert worden ist. Für den Antrieb der beiden Ost- und Westförderungen standen zwei alte Dampffördermaschinen zur Verfügung. Sie sind im rechten Winkel zueinander angeordnet, so daß die zugehörigen Seilscheiben im Fördergerüst unter einem Winkel von 45° zur Förderturmachse stehen (vergl. Abb. 1).

Als Fördergerüst wurde früher ein gemauerter achteckiger Förderturm verwendet, welcher nur eine Höhe von 17,5 m besaß. Die verhältnismäßig hohen Blechträger zur Unterstützung der vier Seilscheiben waren in den Seitenmauern des Gerüstes verlagert und lagen nur 14,5 m über der Rasensohle, so daß nur eine geringe Übertreibehöhe vorhanden war. Zur Aufnahme der aus dem Schrägzug der Förderseile entstehenden Horizontalkräfte waren Schrägstreben angeordnet, welche sich gegen das Fundamentmauerwerk der Fördermaschinen gestützt haben. Die vorhandenen zwei Abzugsbühnen befinden sich in einer Höhe von 4,16 bezw. 6,46 m über Rasensohle und werden in dieser Höhenlage auch nach Inbetriebsetzung des neuen Turmes beibehalten, während der Grubenbahnhof selbst 6,8 m unter der Rasensohle liegt. Da der alte gemauerte Förderturm keine Entwicklungsmöglichkeit für einen leistungsfähigen Wagenverkehr auf den Abzugsbühnen über Tage zuließ und auch die nach den bergpolizeilichen Vorschriften erforderliche freie Übertreibehöhe nicht vorhanden war, wurde der Bau eines neuen Fördergerüstes nötig, und zwar auch schon aus dem Grunde, daß die Förderleistung erhöht und die Möglichkeit zur Förderung von einer tieferen Sohle geschaffen werden mußte. Die örtlich beschränkten Raumverhältnisse am Schacht[1]) führten dazu, ein Turmfördergerüst zu verwenden.

Zunächst ist vorgesehen, daß die älteste der beiden vorhandenen Dampffördermaschinen der östlichen Förderung durch eine moderne, im Förderturm aufgestellte elektrisch angetriebene Fördermaschine ersetzt wird, während die andere alte Maschine noch einige Zeit im Betrieb erhalten wird, bis der weitere Ausbau der Schachtanlage den Einbau der zweiten elektrischen Fördermaschine im Turmgerüst bedingt. An die beiden Breitseiten des Turmgerüstes schließt sich die zurzeit in der Aufstellung befindliche, etwa 75 m lange und 22,5 m breite Schachtkaue an. Wie bei dem Turm, so werden auch bei der Kaue die Außenwände des Gebäudes mit Klinkern ausgemauert.

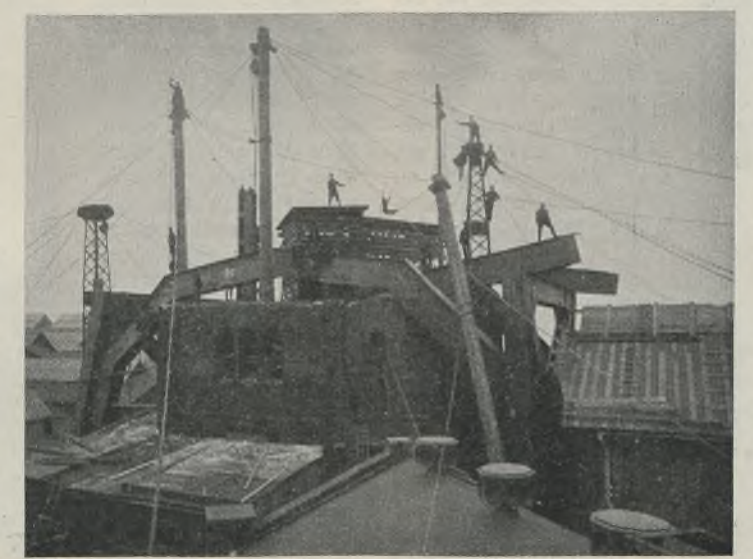


Abb. 3. Nördliches Portal und westliche Stützenverstrebung. Stand der Arbeiten Ende Mai 1928.

Gesamtentwurf und Einzelheiten der Stahlkonstruktion sind in der früheren Veröffentlichung eingehend beschrieben und dargestellt worden. Es ist dabei vor allem auch auf die Vorteile hingewiesen, die sich aus der Wahl des Stahls als Baustoff für die Gründung ergab, indem erreicht wurde, daß der Turm ohne Beeinträchtigung der vorhandenen Bauten auf drei Fundamente gesetzt werden konnte: ein besonderer Vorteil, da im Bergbau immer mit Bodensenkungen gerechnet werden muß und bei drei Stützpunkten viel eher eine Gewähr dafür vorhanden ist, daß das Nachgeben eines Fundaments keine nennenswerten Nebenspannungen in der Tragkonstruktion des Trumms verursacht.

[1]) Vergl. Abb. 1 sowie „Stahlbau" 1928, Heft 2, S. 16, Abb. 2.

Die Herstellung der drei Fundamente gestaltete sich verhältnismäßig schwierig, ist jedoch durchgeführt worden, ohne daß nur einen Augenblick eine Betriebsstörung eingetreten ist. Die beiden östlichen, 18 m auseinander liegenden Fundamente, welche eine Grundrißfläche von $9{,}50 \times 8{,}50$ m besitzen und 6,7 m hoch sind, sind in Stampfbeton hergestellt worden. Es wurde zunächst das nordöstliche und hierauf das südöstliche Fundament hergestellt, um nicht durch zwei verhältnismäßig große Baugruben den dicht neben der Baugrube liegenden alten Förderturm, welcher überdies teilweise abgefangen werden mußte, zu gefährden. Erschwerend kam hinzu, daß eine große Anzahl von Stützen bestehender Verbindungsbrücken durch besondere Stahlkonstruktionen abgefangen werden mußten. Während diese beiden Stampfbetonfundamente von der Firma Kaller & Stachnik in Beuthen hergestellt wurden, ist das dritte, rings von vorhandenen Fördermaschinengebäuden und dem Mauerturm umgebene Fundament von der Wayss & Freytag A.-G. in Breslau als Pfahlrostgründung nach dem System Wolfsholz ausgeführt. Die Grundrißfläche dieses Fundamentes beträgt 72,7 m², seine Höhe nur 3,40 m. Die Auflast des nordöstlichen Fundamentes beträgt 1450 t, diejenige des südöstlichen Fundamentes 1400 t, von dem westlichen Fundament werden bei normaler Betriebslast 2750 t auf den Untergrund übertragen. Die Herstellung erfolgte im Winter 1927/28 und, da mit der Aufstellung der Stahlkonstruktion erst Anfang Mai 1928 begonnen wurde, konnte der Beton der Fundamente inzwischen gut abbinden. Neben dem südöstlichen Fundament ist ein besonderer Kanal zum Einbringen der Förderschalen angelegt. Infolge der Spreizung der Gerüstpfosten auf der östlichen Turmseite mußte in der Höhe der Rasensohle ein kräftiger Zuganker vorgesehen werden, welcher in der Lage ist, einen Horizontalschub von 365 t aufzunehmen, und dazu beiderseitig fest in die Fundamentkörper eingebunden wurde. Da bei dem westlichen Fundament die Eckstützen auf 6 m zusammengezogen sind, tritt hier ebenfalls eine wagerechte Druckkraft auf, welche an sich durch den Fundamentkörper zum größten Teil ausgeglichen wird. Aus konstruktiven Gründen ist jedoch trotzdem ein Druckglied zwischen den beiden Stützenfüßen angeordnet worden.

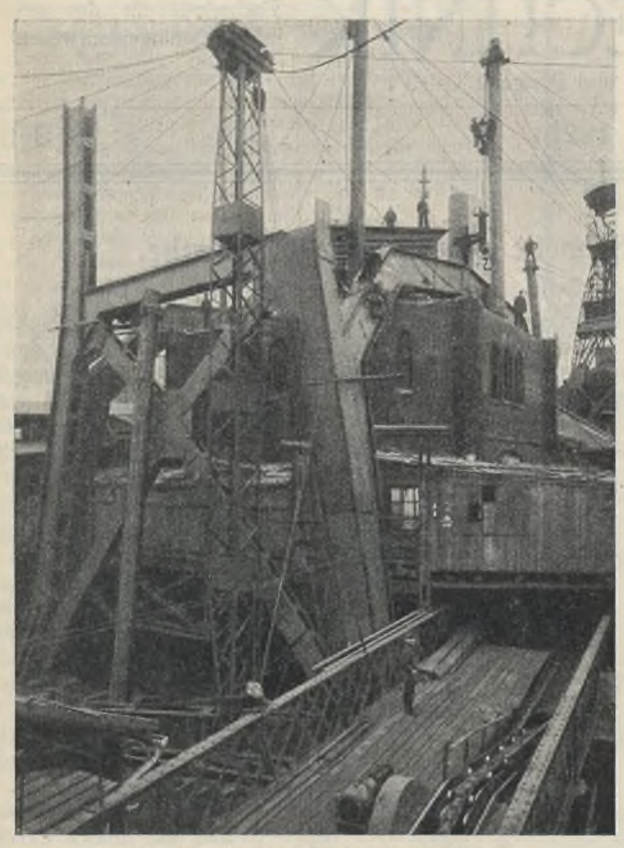


Abb. 2. Östliche Stützenverstrebung. Stand der Arbeiten Ende Mai 1928.

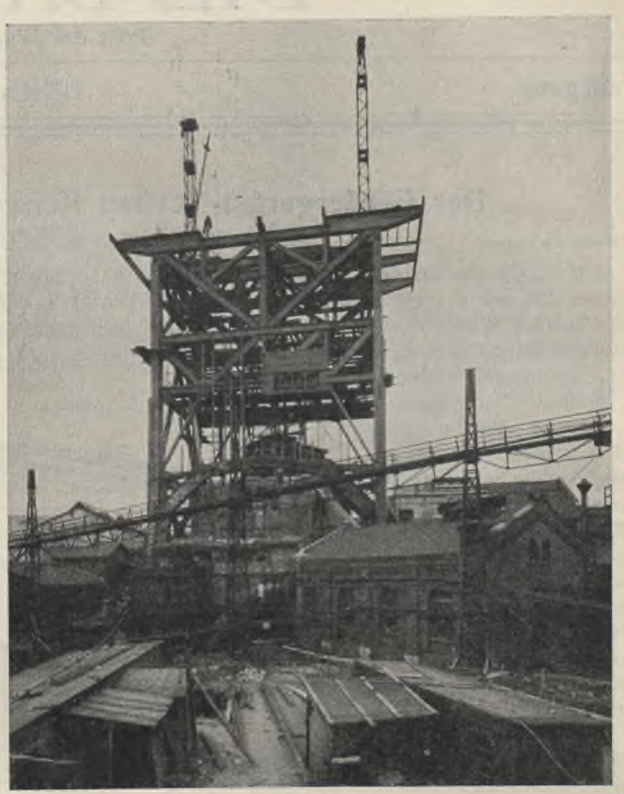


Abb. 4. Nördliche Längswand. Stand der Arbeiten Ende Juli 1928.



Abb. 6. Rahmenkonstruktion des Maschinenhauses.

Bei der Aufstellung der Gerüstkonstruktion wurde zunächst die östliche Gerüstverstrebung bis zur Höhe von 16 m montiert und abgestützt. Hierauf wurde der auf der Westseite des Turmes liegende untere Gerüstteil aufgestellt und die beiden in den Längswänden liegenden 22,5 m breiten Portale eingezogen. Zu diesem Zwecke mußten der obere Teil des gemauerten Förderturmes fortgerissen und für die Seilscheiben provisorische Holzverkleidungen geschaffen werden. In Abb. 2 u. 3 ist der Bauzustand von Ende Mai 1928 mit aufgestelltem unteren, 16 m hohem Gerüstteil wiedergegeben und sehr anschaulich gezeigt, wie die Stahlkonstruktion ohne Störung des eigentlichen Förderbetriebes aufgestellt werden konnte.

Für die einzelnen Glieder der Tragkonstruktion sind kastenförmige Querschnitte gewählt worden. In Abb. 2 ist die östliche Stützenverstrebung mit ihren gewaltigen Abmessungen dargestellt. Das in Abb. 3 dargestellte Portal mußte infolge der Spreizung bezw. Zusammenziehung der Eck-

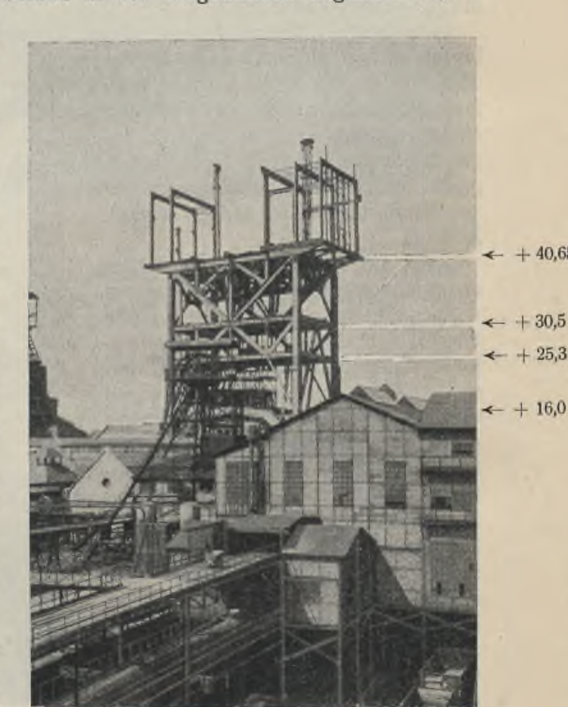
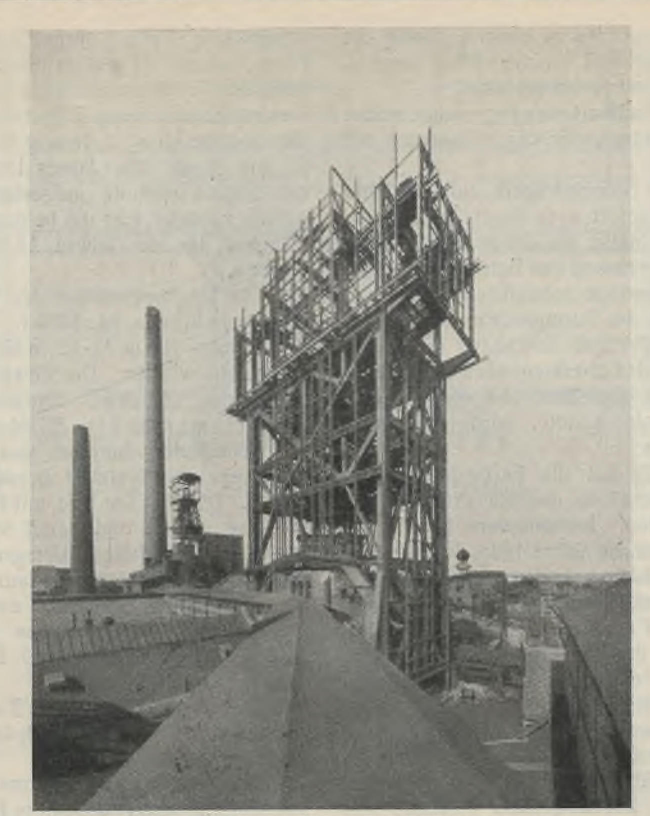


Abb. 5. Süd-Ost-Ansicht des Förderturmes. Stand der Arbeiten Mitte August 1928.

stützen des Turmes abgeknickt werden. Aus dieser Abbildung ist ferner der obere Teil der westlichen Stützenverstrebung zu erkennen, bei welcher die Eckpfosten nach dem Fundament hin zusammengezogen worden sind. Die Aufnahme erfolgte vom Dach der Fördermaschine der östlichen Förderung aus, welche zunächst noch weiter im Betrieb gehalten werden soll. Es waren zu diesem Zweck besondere Vorkehrungen zu treffen, da auch im neuen Turm die Flurförderung möglich sein muß.

Nachdem der untere Hauptteil der Gerüstkonstruktion aufgestellt worden war, konnte der Gerüstschaft bis zur Maschinenhausbühne aufgestellt werden: Bereits drei Monate nach Baubeginn — Ende Juli — war der Gerüstschaft aufgeführt (Abb. 4). Die Arbeit ging in der Weise vor sich, daß zunächst die Eckpfosten bühnenweise in die Höhe geführt und alsdann die Fachwerkträger in den Seitenwänden eingezogen wurden, so daß im Anschluß hieran die einzelnen Bühnenträger eingebracht werden konnten.

Zwischen der + 25,3- und + 30,5-m-Bühne befinden sich in den Längswänden des Turmes 5 m hohe Fachwerkträger, welche die Last dieser beiden Bühnen auf die Eckstützen des Turmes übertragen, wobei durch kräftige Längs- und Querträger vermieden wird, daß der Raum durch Stützen beengt wird. Zwischen beiden Bühnen sind die Fangträger eingebaut worden.


Abb. 7. Süd-Ost-Ansicht des Förderturmes. Stand der Arbeiten Mitte September 1928.

Auf der + 25,3-m-Bühne ist eine Kabelwinde aufgestellt, die in ihrer Größe einer kleinen Fördermaschine gleicht und mit deren Hilfe das Förderseil aufgelegt werden kann. Auf der + 30,5-m-Bühne sind die beiden Ablenkscheiben angeordnet. Zu ihrer Verlagerung dienen zwei Längsträger, die teilweise an der oberen Bühne aufgehängt sind. Da durch den Seilzug Horizontalkräfte erzeugt werden, sind besondere Verstrebungen angeordnet, die diese Kräfte auf die Maschinenhausbühne und somit auf die Antriebscheibe übertragen.

Die Bühnenträger der + 25,3 und + 30,5-m-Bühnen sind sofort eingezogen worden, um sodann als Montagebühne für die 40,65-m-Bühne zu dienen.

Zwischen der + 30,5 und + 40,65-m-Bühne sind in den Wänden ebenfalls 10 m hohe Fachwerkträger angeordnet. In der Mitte des Turmes sind zwei 5 m hohe Fachwerkträger mit 11,25 m Länge vorgesehen, die die Treibscheibe tragen. Durch einen in der Querachse des Turmes vorhandenen 12 m langen Träger werden die Auflasten aus den Maschinen auf die äußeren Fachwerkträger übertragen.

Zunächst sind die Eckstützen und der mittlere Pfosten des Fachwerkträgers hochgeführt worden. Hierauf wurde der Obergurt eingebaut und im Anschluß hieran die Schrägen.

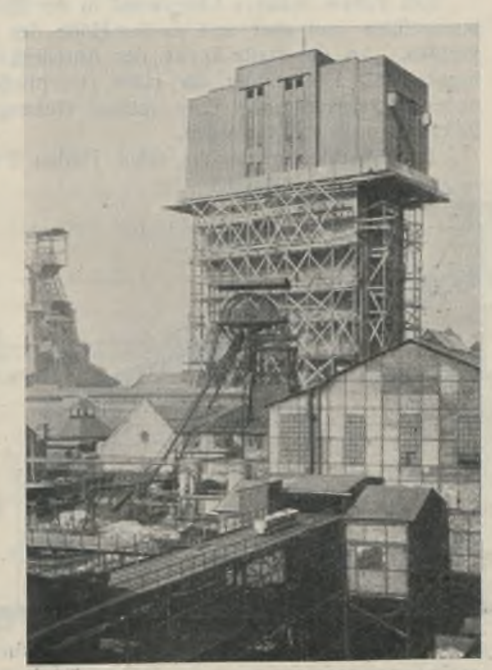
Der Maschinenhausaufbau kragt um 4 m über den Turmschaft hinaus. Zu diesem Zweck ist der Obergurt des Fachwerkträgers als Kragträger ausgebildet worden. Um eine klare Kraftübertragung zu erhalten, haben die Eckstützen besondere Stützenköpfe erhalten, auf die sich die Fachwerkträger aufsetzen.

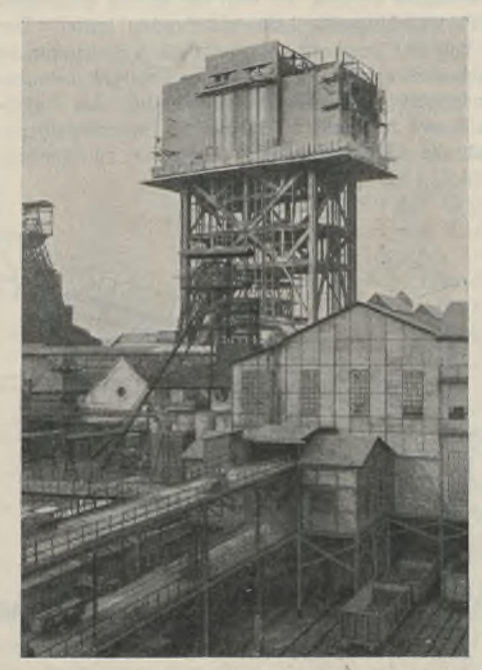
Nachdem die äußeren Fachwerkträger ausgeführt waren, wurden der Querträger und die Maschinenlängsträger eingezogen. Auch der Fachwerkträger unter dem Motorlager konnte nunmehr eingebaut werden. Um dem äußeren Querträger unter der überkragenden Giebelmauer keine zu großen Abmessungen zu geben, ist ein Obergurt der Maschinenträger ebenfalls als Kragträger ausgebildet worden.

Da die Flurförderung der östlichen Förderung zunächst noch beibehalten wird, mußten auf der 30,5-m-Bühne provisorisch zwei Seilscheiben auf besonderen Böcken aufgestellt werden. Der durch den Seilzug erzeugte Horizontalschub muß durch den Turm aufgenommen werden. Da die Förderseile der provisorischen Förderung den Untergurt des unteren Fachwerkträgers durchschneiden, mußte ein Teil desselben als kurzer Fachwerkträger aufgelöst werden (Abb. 4).

Einen halben Monat später — Mitte August — waren bereits 5 von den vorhandenen 6 Portalen des Maschinenhauses aufgestellt (Abb. 5). Die Rahmenkonstruktion für das Maschinenhaus wurde einerseits aus architektonischen Gründen, anderseits aber auch darum gewählt, um für diesen Gebäudeteil mit geringsten Konstruktionshöhen auszukommen. In der Längsrichtung des Maschinenhauses sind ebenfalls Portale zwischen den Stielen eingebaut, um die in der Längsrichtung des Aufbaues wirkenden Kräfte aus Wind und Bremskraft des Kranes aufzunehmen. Gleichzeitig wurden die Deckenträger für das Maschinenhaus und die Pfetten des Daches eingezogen. Sobald sämtliche Portale standen, wurde die Kranbahn montiert, damit der von der Firma Bolzani, Berlin, gelieferte Montagekran von 30 t Tragkraft aufgestellt werden konnte. Der 12,5 m lange mittlere Maschinenhausaufbau ist seitwärts um 1,75 m ausgekragt, um zufolge Abb. 6 zwischen Kranbahn und Außenwand die Treppe nach dem Aufbau über dem Maschinenhaus anordnen zu können. Die genannte Abbildung zeigt auch deutlich die Ausbildung der Rahmen und läßt die Deckenträger des Aufbaues und ein Windportal erkennen. Zur Aufnahme der Auflasten der oberen 52,35-m-Bühne sind ein 15,5 m langer Querträger und zwei 12,5 m lange Längsträger an der Außenwand angeordnet worden.

Nachdem das Haupttragwerk des Gerüstes fertiggestellt war, wurden die in den Außenwänden liegenden senkrechten Aussteifungsträger der Wandverkleidungen angebracht. Sie sind als I 26 ausgebildet und waren notwendig, da der Turm vollkommen mit Klinkermauerwerk ausgekleidet wird (Abb. 7).


Abb. 8. Ausmauerung des Maschinenhauses. Stand der Arbeiten Ende Oktober 1928.


Abb. 9. Ausmauerung des Turmgerüstes. Stand der Arbeiten am 1. April 1929.

Die Stahlkonstruktion wurde Anfang Oktober ausgerichtet und endgültig zusammengenietet. Hierauf wurde mit dem Ausbetonieren der einzelnen Bühnen begonnen, wobei der Beton lediglich als Zwischenbeton zwischen stählernen Unterzügen verwendet ist. Der Montagekran diente während des Ausbaues des Turmes als Baukran, um alles notwendige Material nach der 40,65-m-Bühne zu heben. Die auf Abb. 7 deutlich zu erkennende Montageöffnung dient zum ungehinderten Einbringen von Maschinenteilen usw. Im Innern des Turmes sind ebenfalls Montageöffnungen vorhanden, um auch nach den tiefer liegenden Bühnen benötigte Teile zu bringen.

Um die äußere Montageöffnung voll ausnutzen zu können, mußte die Kranbahn auf der Ostseite über die Außenwand hinausgeführt werden. Aus diesem Grunde sind an dieser Seite zwei Konsolen sichtbar.

Um den Turmaufbau führt ein 1 m breiter Laufsteg; unter seiner Brüstung ist ein leichter Blechträger angeordnet, der durch Konsolen mit der Maschinenhausbühne verbunden ist.

Das neue Führungsgerüst, welches auf Schachtträgern ruht und mit der + 25,3-m-Bühne verbunden ist, wurde sofort nach Herstellung dieser Bühne von oben herab eingebaut. In dem Maße, als das geschah, wurde das alte Gerüst entfernt, was ohne Störung während des Betriebes erfolgte.

Damit mit der Montage der Fördermaschine schnellstens begonnen werden konnte, wurde zunächst der Aufbau des Turmgerüstes mit Mauerwerk umkleidet. Abb. 8 läßt trotz des unfertigen Zustandes bereits erkennen, wie sehr auch der äußere Eindruck des überkragenden Maschinenhauses befriedigt. Nach der Ausmauerung desselben und nachdem mit der Fördermaschinen-Montage begonnen werden konnte, wurde der untere Teil des Turmschaftes ausgemauert (Abb. 9).

Der strenge Winter des Jahres 1928/29 hat die Fertigstellung der Maurerarbeiten stark behindert, so daß dieselben erst im Frühjahr des Jahres 1929 zu Ende geführt werden konnten. Insbesondere konnte das Ausfugen des Klinkermauerwerks nicht mehr im Jahre 1928 durchgeführt werden. Die Fertigstellung der Stahlkonstruktion ist durch den starken Frost nicht beeinträchtigt worden, und es war daher möglich, den Einbau der Fördermaschine zu beschleunigen, so daß am 1. April 1929 die Dampffördermaschine der westlichen Förderung außer Betrieb und die neue Fördermaschine in Betrieb gesetzt werden konnte. Die Osterfeiertage wurden dazu benutzt, die Umstellung der beiden Förderungen vorzunehmen.

Nach Inbetriebnahme des Turmes zeigt sich, daß durch den Lauf der neuen elektrischen Fördermaschine keine Vibrationen im Turm auftreten, sondern derselbe vollkommen ruhig steht. Durch genaue Versuche soll die Eigenschwingungszahl des Förderturmes ermittelt werden, um den Nachweis zu erbringen, daß die in der Bergpolizei-Verordnung für die Seilfahrt enthaltene Soll-Bestimmung hinsichtlich der Eigenfrequenz des Förderturmes eingehalten ist.

Wie aus den Abbildungen deutlich hervorgeht, ist für die Erstellung der Stahlkonstruktion fast keine Rüstung benötigt worden. Hierin lag der wesentliche Vorteil ihrer Verwendung, da durch sie der bestehende Förderbetrieb an keiner Stelle gestört wurde. Bei den beschränkten örtlichen Verhältnissen hätte sich der Bau des Förderturmes in Eisenbeton wesentlich schwieriger gestaltet und wäre auch nicht ohne Behinderung der bestehenden Förderung durchführbar gewesen.

Im Laufe des Jahres 1929 wird im Anschluß an das Turmgerüst das Schachtgebäude aufgestellt. Es erhält drei Bühnen, von denen jedoch zunächst nur die beiden unteren Bühnen zur Ausführung gelangen, während für die obere 11,06-m-Bühne nur die Unterzüge eingebaut werden.

Die Tragkonstruktion des Turmes besteht aus Stahl St 37 und besitzt ein Gewicht von rd. 1300 t. Sie ist von der Firma Schüchtermann & Kremer-Baum A.-G. in Herne geliefert und innerhalb von 5 Monaten aufgestellt worden. Die elektrische Treibscheiben-Fördermaschine ist von der Firma Brown, Boveri & Cie. A.-G. in Mannheim und der Donnersmarckhütte Hindenburg geliefert worden. Sie besitzt einen Treibscheibendurchmesser von 6,5 m und eine Fahrgeschwindigkeit von 15 m/sek. Die Nutzlast beträgt 5200 kg und die Teufe 340 bezw. später 500 m. Die Signalanlage mit Fertigsignalen ist von der Firma Siemens & Halske gebaut und damit wohl eine derartige Einrichtung zum ersten Male auf der Hohenzollerngrube ausgeführt worden; durch sie ist es möglich, die Förderpause auf ein Minimum an Zeit herabzusetzen, da die Anschläger getrennt anschlagen. Zum Zwecke der leichteren Begehbarkeit der einzelnen Bühnen im Förderturm ist ein von der A. T. G., Leipzig, gelieferter Personen- und Lastenaufzug im Förderturm eingebaut.

Die Auskleidung des Turmes erfolgt in Klinkern der Ziegelei Hohenzollerngrube und ist von der Firma P. Stasch in Beuthen-Karf ausgeführt worden.

Der Bau des Förderturmes ist ein Verdienst des leider zu früh verstorbenen Bergwerksdirektors Hübner, dem es gelungen ist, durch zweckmäßige Einteilung der Um- und Neuarbeiten den Bau des Förderturmes trotz beschränktester räumlicher Verhältnisse ohne irgendwelche Betriebsstörung in kürzester Zeit durchzuführen.

Der Entwurf des Turmgerüstes sowie die Berechnung desselben erfolgte durch die Firma B. Walter, Gesellschaft für Ingenieurbau m. b. H. in Gleiwitz.

Die Stahlkonstruktionen für die Neu- und Umbauten der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft im Kabelwerk Oberspree in Berlin-Oberschöneweide in den Jahren 1927/28.

Alle Rechte vorbehalten.

Von G. Mensch, Beratender Ingenieur (VBI) Berlin.

(Schluß aus Heft 9.)

b) Neubau der Halle G des Hallenblocks I.

Der Transport der Kabelrollen zum Prüffeld in der Halle B erfolgte in den Hallen B und C (Abb. 1) in der Querrichtung auf eine Breite von ungefähr 50 m am wasserseitigen Giebel. Wegen der Stützen der Reihe V war jedesmal ein Umladen von einem Kran auf den anderen erforderlich. Die Absicht, an Stelle der beiden Hallen von je 20 m Spannweite eine von 40 m Stützweite und 70 m Länge (Halle G) zu bauen, konnte um so leichter verwirklicht werden, als sich für die zu entfernenden Konstruktionen eine Verwendungsmöglichkeit gefunden hatte. Der neue, höher gelegene Kran von 40 t Tragkraft kann jetzt die Kabeltrommeln von den Bearbeitungsmaschinen unmittelbar auf das Prüffeld bringen.

Für die Montage der neuen Halle war es notwendig, das Kabelprüffeld für die Dauer des Baues in dem Hallenblock IX unterzubringen.

Aus Abb. 18 u. 19 ist die Gliederung des Neubaues zu ersehen. Die Traufhöhe entspricht mit 10 m der der gehobenen Hallen E und F. Für die Wahl des in Abb. 20 dargestellten Bindersystems war die Fundierung durch Bohrpfähle maßgebend. In der Reihe VI konnten die Pfähle wegen der auf der anderen Seite der Wand im Kesselhaus vorhandenen Fuchskanäle nur im Inneren der Halle und nur im beschränkten Umfange vorgesehen werden. Daher wurden den eingespannten Stützen in der Reihe IV alle in der Binderebene wirkenden wagerechten Kräfte zugewiesen und die Stützen in Reihe VI als Pendelstützen ausgebildet. Die Riegel der Binder sind parallele Blechträger. Bei den Stützen sind die Stehbleche mit Rücksicht auf gefälligeres Aussehen, vor allem aber wegen der Durchführung von Rohren und Kabeln mit rechteckigen Ausschnitten versehen. Einzelheiten des Binders mit Zugbandanschluß an dem Binder sowie seiner Aufhängung zeigen Abb. 21 u. 22.

Die äußere massive Längswand in der Reihe VI wird bis zur Traufe hochgeführt und dort und in der Höhe der Kranbahn gegen Wind abgestützt. An der Halle D ist der Abschluß durch eine Stahlfachwand hergestellt. Die Binder der Halle D schließen an die Stützen bezw. neuen Unterzüge an. Eine spätere Hebung des Hallendaches D ist bereits berücksichtigt worden.

Der Abschluß gegen die alten Hallen B und C erfolgt durch eine Stahlfachwerk-Giebelwand mit einer Mittelstütze (Abb. 24).

Die Windkräfte auf den durch die Dächer nicht verdeckten Teil der Schürze werden durch je einen in der Höhe des Zugbandes und des Untergurtes der Binder der Hallen B und C vorgesehenen Windträger von 2 × 20 m Stützweite auf die Binderstützen und den Zwischenstiel übertragen. Der Windträger im Dache von 40 m Spannweite leitet den oberen Druck des Zwischenstieles weiter

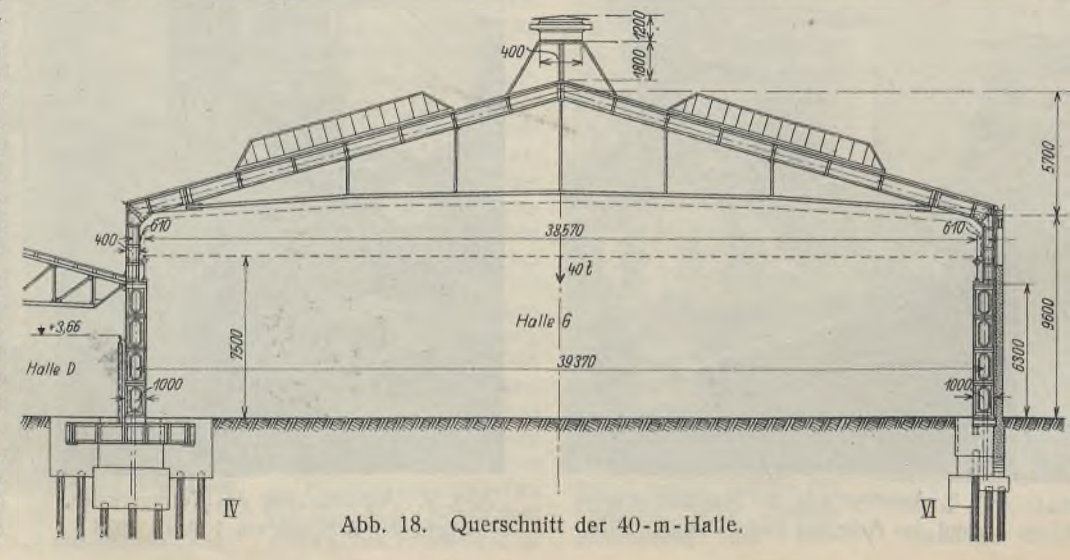


Abb. 18. Querschnitt der 40-m-Halle.

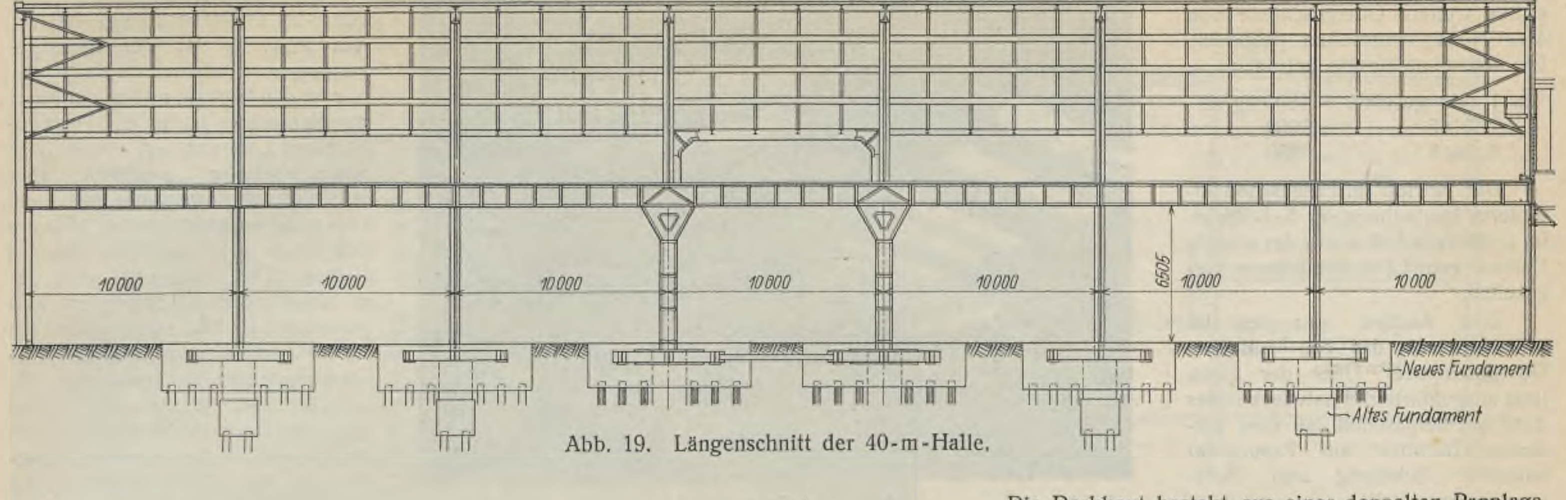


Abb. 19. Längenschnitt der 40-m-Halle.

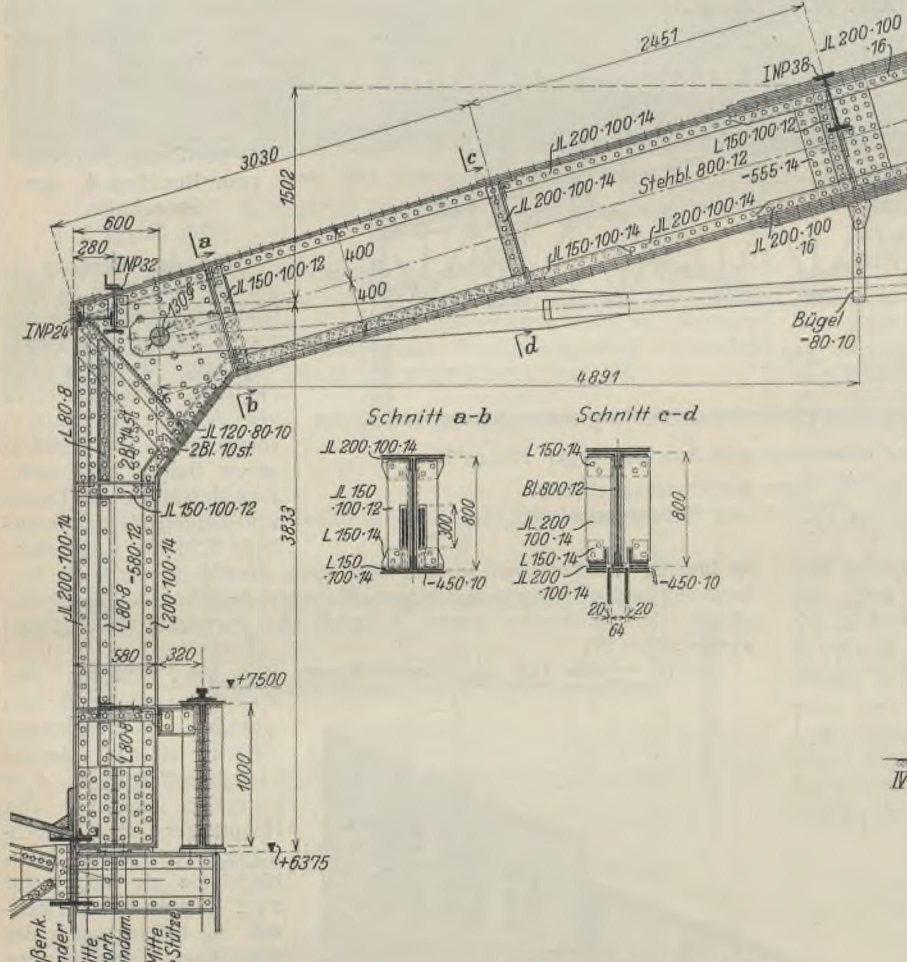


Abb. 21. Einzelheiten des Binders.

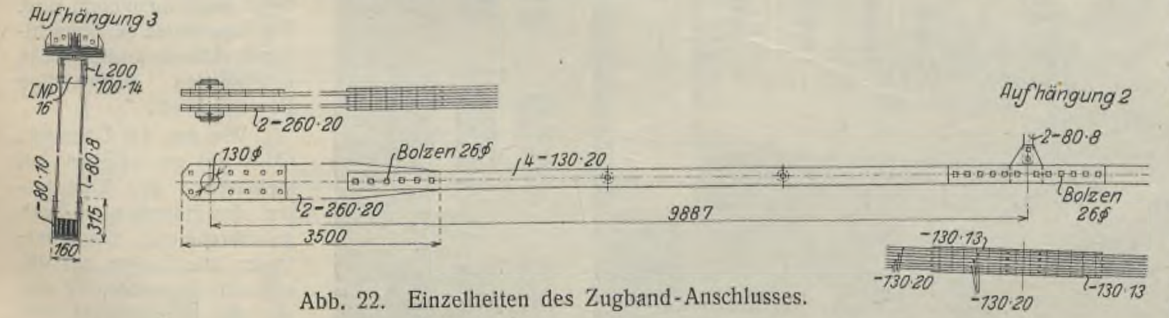


Abb. 22. Einzelheiten des Zugband-Anschlusses.

in die Traufpfetten. Diese geben sie an die im Felde 7 bis 9 vorgesehenen Zweigelenkportale ab. In der Höhe der Obergurte der Kranträger werden die wagerechten Schübe durch vollwandige Träger in die in der Ebene der Kranträger befindlichen unteren Längsportale übertragen.

Die Dachhaut besteht aus einer doppelten Papplage auf einer 6 cm starken Hohlsteindecke. Die Anordnung der Oberlichter und Entlüfter s. Abb. 18. Eine Innenansicht zeigt Abb. 23.

4. Neue Generatorgasanlage.

Die Gasversorgung des Werkes erforderte den Neubau einer Generatorgasanlage. Es wurde ebenfalls wegen der außerordentlich kurz bemessenen Bauzeit ein Stahlfachwerkbau gewählt. Bei einer Höhe von 14,10 m ist der Bau im Lichten 17,16 m breit und 23,40 m lang. Nach den Ausmaßen der Drehrostgeneratoren wurde der Binderabstand zu 5,80 m gewählt. Die Eindeckung erfolgte in Pappe auf 6 cm starker Hohlsteindecke. Die Aussparungen für die Bunker in der Dachhaut sind durch verfahrbare Deckel verschließbar. Die Binder auf der Generatorenseite sind zur Aufnahme der Winddrücke auf die Längswände durch zwei übereinandergestellte Dreigelenkrahmen aus Peiner Trägern gebildet (Abb. 27). Über dem Raum für die Gaskühler sind nur Dachträger angeordnet.

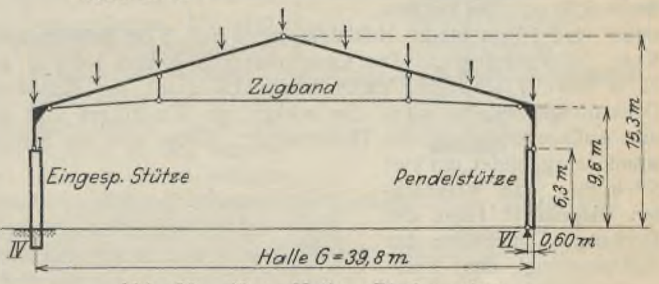


Abb. 20. 40-m-Halle. Bindersystem.

Abb. 25 zeigt die Anlage vom Kohlenhofe aus mit der abgehenden Generatorgasleitung. Abb. 26 gibt die Straßenansicht wieder. Die Lichtbilder lassen erkennen, daß der Bau durch das Hervortretenlassen der breiten Peiner I-Träger und die glückliche Teilung der Gefache, ferner durch die Wahl der Ziegelsteine und des Farbtons für das Stahlfachwerk mit einfachen Mitteln ein künstlerisches Aussehen erhalten hat. Auf dem Dache ist die Laufkranbahn zu erkennen, die im Falle des Versagens der großen Kohlenbrücke als Hilfsbekohlung in Tätigkeit tritt.

5. Hochbau A_8.

Für die Umstellung und Erweiterung der in der Spreehalle befindlichen Schwachstromkabelfabrik wurden neue Räume benötigt. Es wurde beschlossen, einen Etagenbau von rd. 100 m Länge zu errichten. Hierzu wurden die ersten vier Binderfelder des Hallenblocks VI abgebrochen. Gemäß der Übersicht nach Abb. 31 ist die Breite zu 21 m gewählt worden. Durch die Anordnung von zwei inneren Stützenreihen aus Stahl in 2,50 m Abstand wurde ein Mittelgang geschaffen. Beiderseits liegen die Arbeitsräume. Für den vollen Ausbau wurden ein Erdgeschoß von

7 m, ein Obergeschoß von 5 m und sieben weitere Obergeschosse von 4 m Höhe vorgesehen (Abb. 28). Die Deckennutzlasten betragen

im 1. Obergeschoß = 1500 kg/m²
„ 2. bis 5. „ = 1000 „
„ 6. bis 8. „ = 750 „

Der Betrieb im Erdgeschoß erforderte Laufbahnen für 5-t-Krane. Im 1. Obergeschoß wurde der spätere Einbau von 1,5-t-Laufkranen vorgesehen.

Zum Ausbau gelangten im 1. Bauabschnitt das Erd- und drei Obergeschosse. Über der schon jetzt ausgeführten Massivdecke über dem 3. Obergeschoß ist eine vorläufige Dachhaut aus Pappe auf hölzerner Schalung und Holzsparren hergestellt.

Als Tragwerk wurde ein ausgefachtes Stahlskelett gewählt, dessen Vorzüge sich besonders dadurch bemerkbar machten, daß während des strengen Winters 1927/28 die Bauarbeiten ohne Unterbrechung durchgeführt werden konnten. Die Ausfachung der Längswände erfolgte durch 30 cm starkes Mauerwerk mit 6 cm Luftschicht. Die Deckenträger sind mit Ausnahme der zwischen den Stützensträngen liegenden als teilweise eingespannt ausgebildet. Die Stützenteilung beträgt in der Längsrichtung 6,66 m und in der Breite 8,95 m. Die Decken selbst sind 15 cm starke Hohlsteinplatten mit 5 cm Schlackenbeton und 8 cm Holzklotzpflaster. Die Geschoßdecken bilden 100,5 m lange und 21 m hohe Flachträger, deren Steifigkeit durch die Einspannung der Deckenträger erhöht wird. Sie wirken als Windträger und übertragen ihre Auflagerkräfte auf die Giebelwände. Diese sind als Stahlfachwerkwände ausgebildet mit vier Stielreihen und wagerechten Riegeln in Höhe der Decken. Die Stärke der Ausmauerung des Fachwerks nimmt entsprechend der Zunahme der Windkräfte nach unten zu und beträgt im Erdgeschoß 64 cm. Das Gewicht der Mauer dient auch zur Aufnahme des Kippmomentes. Durch die so geschaffene Konstruktion konnte von der teuren Ausbildung von Stahlrahmen für die Windaufnahme abgesehen werden. Der Winddruck auf die Giebelwände wird durch die langen Frontwände ohne besondere Vorkehrungen aufgenommen. Die Beanspruchung der Deckenträger wurde wegen der Erschütterungen durch die Maschinen auf

$\sigma = 1050$ kg/cm²

und die der Unterzüge und Stützen zu

$\sigma = 1400$ kg/cm²

festgesetzt.



Abb. 23. Innenansicht.

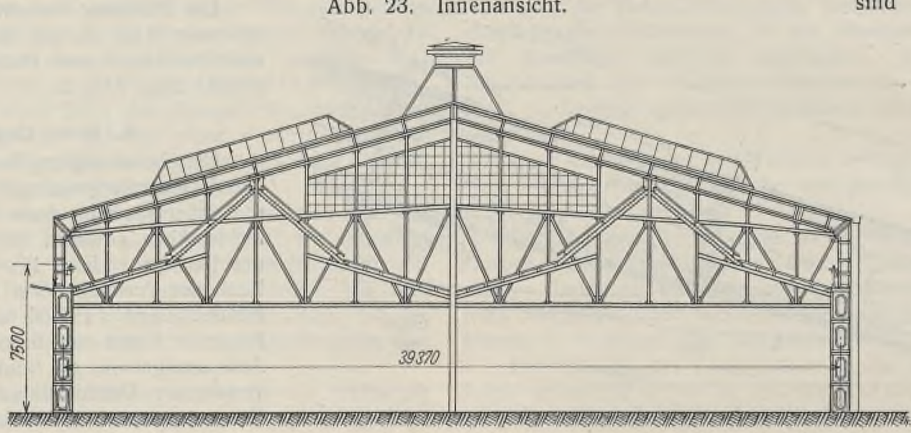


Abb. 24. Stahlfachwerk-Giebelwand zum Anschluß gegen Hallen B u. C.

Abb. 18 bis 24. Neue Starkstromkabelfabrik. Neubau der Halle G des Hallenblocks I.

Abb. 25. Ansicht vom Kohlenhof.

Den Querschnitt einer Außenstütze im Erdgeschoß zeigt Abb. 30. Aus Abb. 29 ist der Montagevorgang ersichtlich.

An den Giebeln und an der Front zur Spreehalle ist je ein Treppenhaus mit Lastenaufzug, ebenfalls in Skelettbauweise, angebaut, aber äußerlich als Massivbau gehalten. Die gute architektonische Wirkung des Baues geht aus Abb. 32 u. 33 hervor. Die letztere ist vom gegenüberliegenden Spreeufer aufgenommen. Sie zeigt auch die weiter unten besprochene Verbindungsbrücke zur Spreehalle, die im Vordergrunde den unteren Teil des Hochbaues A_8 verdeckt. Auch der Hochbau A_8 steht auf Mast-Pfählen von 32 cm Durchm. Es sind 1350 Stück Pfähle von im Mittel 9,83 m Länge gerammt worden. Gesamtlänge der Pfähle 13 265 lfd. m.

6. Verbindungsbrücke vom Hochbau A_8 zur Spreehalle.

(Abb. 34 bis 37.)

Um den Hochbau A_8 mit der Spreehalle in Verbindung zu bringen, wurde zum Transport von Drahttrommeln in Höhe des zweiten Obergeschosses von A_8 eine Laufkatzenanlage in einer geschlossenen Brücke angeordnet. Zum Herablassen der Lasten sind beiderseits der Spreehalle Schächte vorgesehen. Im Inneren der Spreehalle verbot sich deren Anordnung durch die vorhandenen und neueingebauten Kranlaufbahnen. Zwischen den Kranbahnträgern der Mittelreihe konnte lediglich ein Portalstiel durchgeführt werden (Abb. 37).

Somit ergaben sich die Spannweiten zu 21,8 und 2 × 20,0 m. Mit Rücksicht auf zwei aneinander vorbeifahrende Katzen ist der Abstand der Hauptträger zu 4 m festgelegt worden. Die Hauptträger sind Blechträger von 1,50 m Stehblechhöhe als Träger auf zwei Stützen. Am Hochbau A_8 befindet sich das feste Lager. Die übrigen Unterstützungen sind Pendelstützen, deren Stiele quer zur Brückenachse zu Portalen zusammengefaßt sind. Die Anschlüsse der Schachtkonstruktionen an die Brücke ermöglichen gegenseitige Beweglichkeit.

Wie aus der Übersicht (Abb. 35) zu ersehen ist, stehen auf den Obergurten der Hauptträger Zweigelenkrahmen. Sie übertragen die Lasten auf die unteren Querrahmen, die aus den Hauptträgern und den Trägern der Fußbodenplatte gebildet werden. Unter dieser Platte ist ein Windverband geschaffen worden. In den Schachtöffnungen dienen

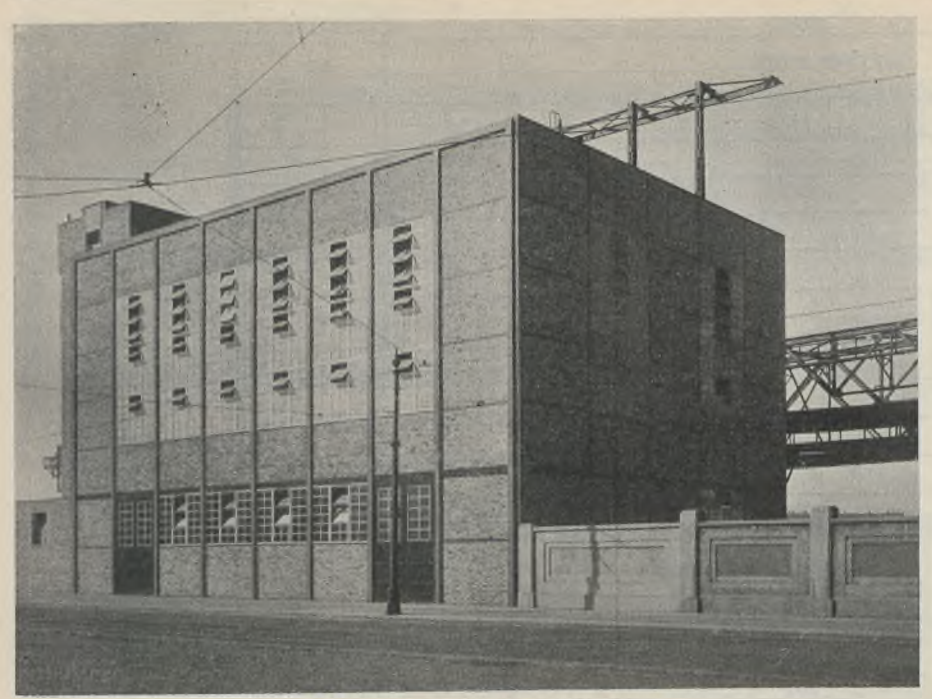


Abb. 26. Ansicht von der Straße.

Abb. 25 bis 27. Neue Generatorgasanlage.

wagerechte Portale zur Übertragung der Auflagerdrücke der Windträger auf die Portalpendelstützen. Um die nötige Kippsicherheit zu erzielen, sind die Stützenstiele zugfest mit den Rostkonstruktionen der Auflager und den die Pfahlköpfe verbindenden Fundamentplatten verbunden worden. Den Querschnitt des Brückenträgers zeigt Abb. 36.

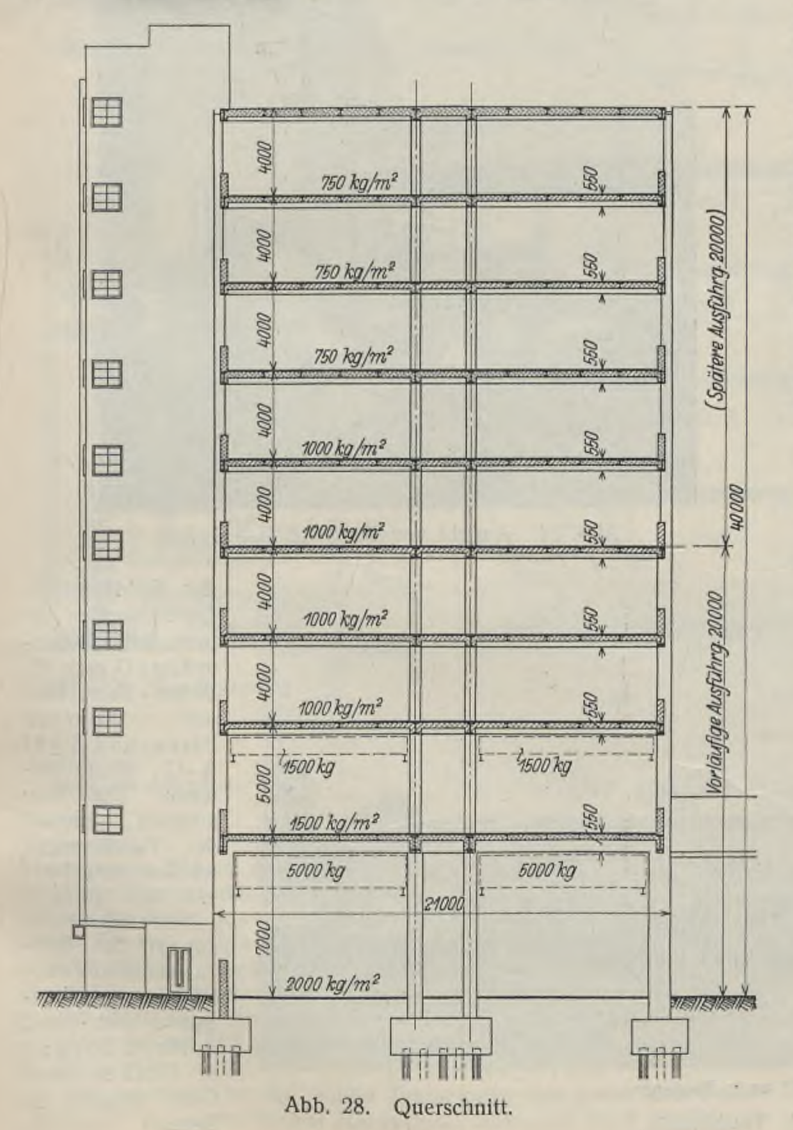


Abb. 28. Querschnitt.

Abb. 27. Drehrostgenerator-Anlage. Querschnitt.

7. Verbindungsbau zwischen den Hochbauten A und A_1.

(Abb. 38 bis 40.)

Bemerkenswert ist die Herstellung eines die drei Obergeschosse der Gebäude A und A_1 verbindenden Überbaues (Abb. 1, 38 u. 39). Aus den Baufluchten ergab sich eine Breite von 13,9 m und eine Länge von 20,0 m. Die Durchfahrthöhe mußte mit Rücksicht auf das Eisenbahngleis zu 4,8 m gewählt werden. Es verblieb bis zum vorhandenen Fußboden des 1. Obergeschosses zu wenig Konstruktionshöhe, um den Mittelunterzug wie bei den oberen Geschossen 10 m lang ausführen zu können. Er wurde deshalb in den Viertelpunkten der Längsachse an den Mittelunterzügen der Decke über dem 1. Obergeschoß aufgehängt. Für die Wandunterzüge zur Aufnahme der Wand- und Deckenlasten eignete sich der in Abb. 40 dargestellte Querschnitt. Im Bereich der inneren Ausmauerung wird der Blechträgerobergurt gegen die in 2 m Abstand liegenden Deckenträger durch Eckkonsole ausgesteift. Die Übertragung des Winddruckes erfolgt durch die Deckenplatten. Sie sind mit den Wänden der vorhandenen Gebäude entsprechend verbunden. Außerdem sind die mit den Stegen in Brückenquerrichtung gestellten Profile der Stützen in der Mittelreihe mit dem darüberliegenden entsprechend verstärkten Deckenträger portalartig verbunden worden.

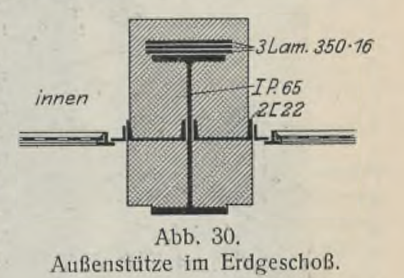


Abb. 30.
Außenstütze im Erdgeschoß.

An den Wänden von A und A_1 wurden neue Stützen auf neuen Fundamenten angeordnet.

Umfang der Arbeiten.

Die vorgenannten Bauwerke umfassen noch nicht den gesamten Umfang der Bauten, die in Stahlkonstruktion durchgeführt sind. Zu erwähnen

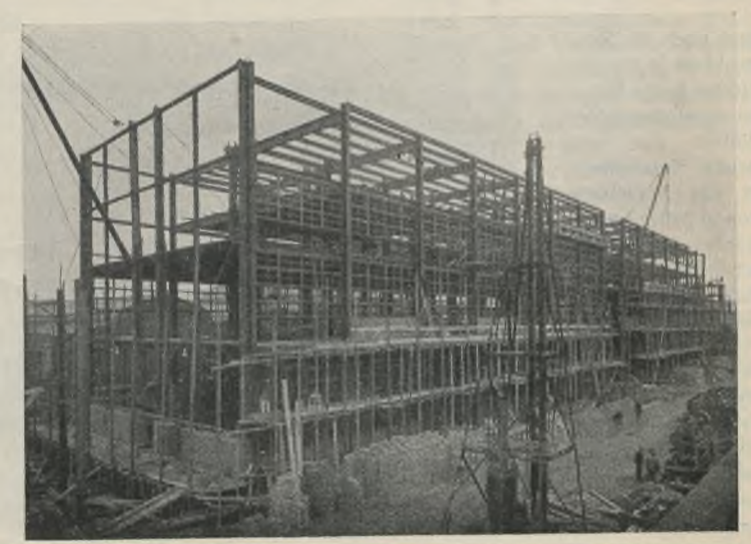


Abb. 29. Aufstellung des Stahlskeletts.

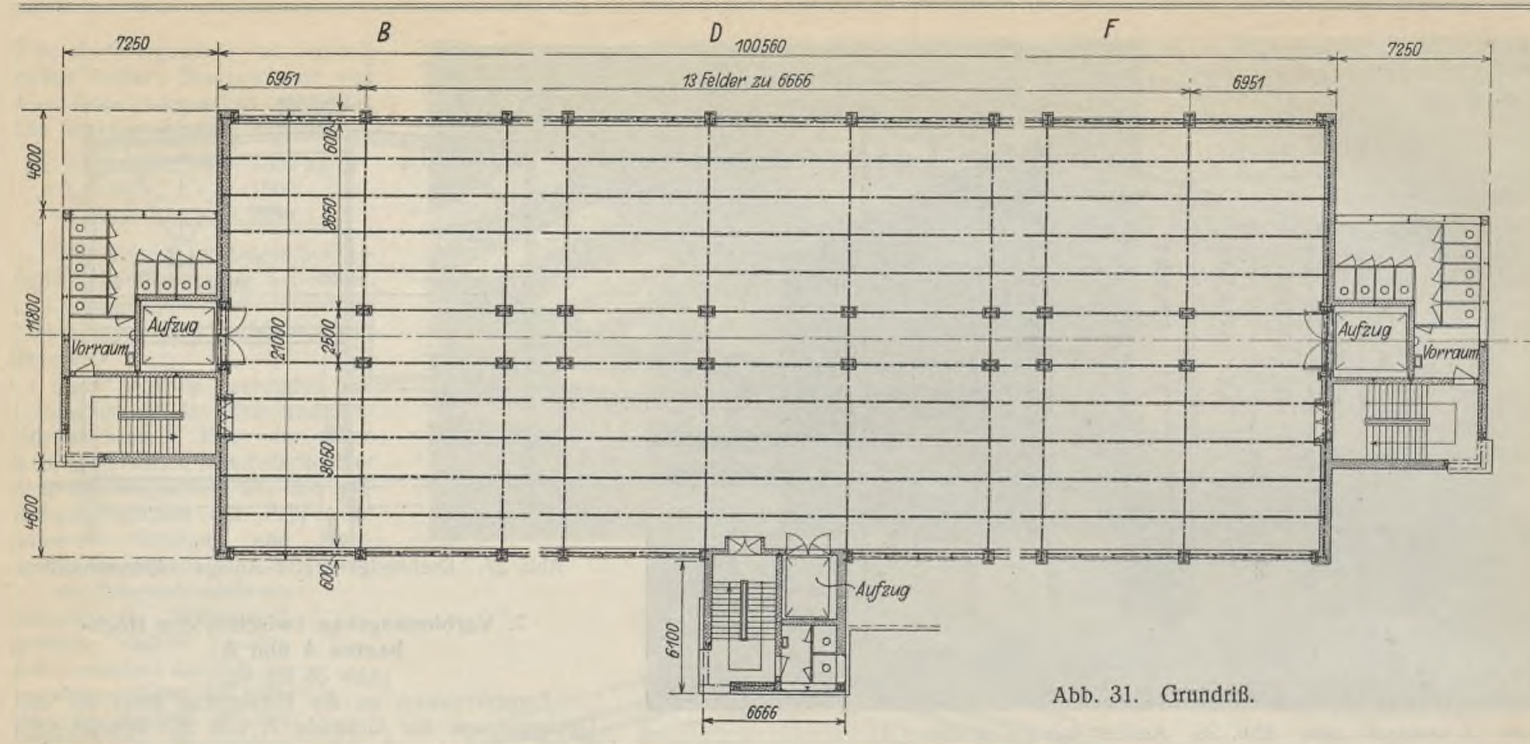


Abb. 31. Grundriß.



Abb. 32. Blick von der Straße 10.



Abb. 34. Ansicht von Straße 10 (s. S. 117).

sind noch die Konstruktionen für die 1100 m lange Generatorgasleitung, der Einbau von drei neuen Kranbahnen in der Spreehalle von je 240 m Länge, ferner einer größeren Zahl kleiner Kranbahnen, Bühneneinbauten usw.

Insgesamt wurden an Neukonstruktionen benötigt 5100 t. Außerdem wurden 800 t Konstruktionen und Träger ab- und wieder aufgebaut.

Mit der Lieferung und Montage der Stahlkonstruktionen wurden betraut A. Druckenmüller G. m. b. H., Berlin - Tempelhof, und Thyssen Eisen- und Stahl A.-G., Berlin-Wittenau. Die Bauarbeiten einschl. der Fundierungen wurden ausgeführt von den Firmen: Actiengesellschaft für Bauausführungen, Philipp Holzmann Akt.-Ges., A. Mast, Boswau & Knauer Akt.-Ges., sämtlich in Berlin.

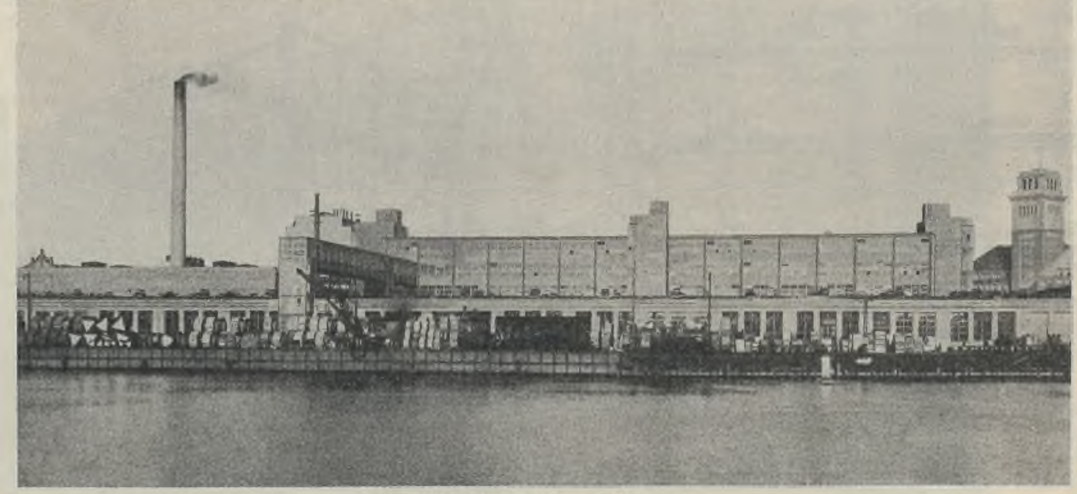


Abb. 33. Ansicht vom Spreeufer.

Abb. 28 bis 33. Hochbau A_8.

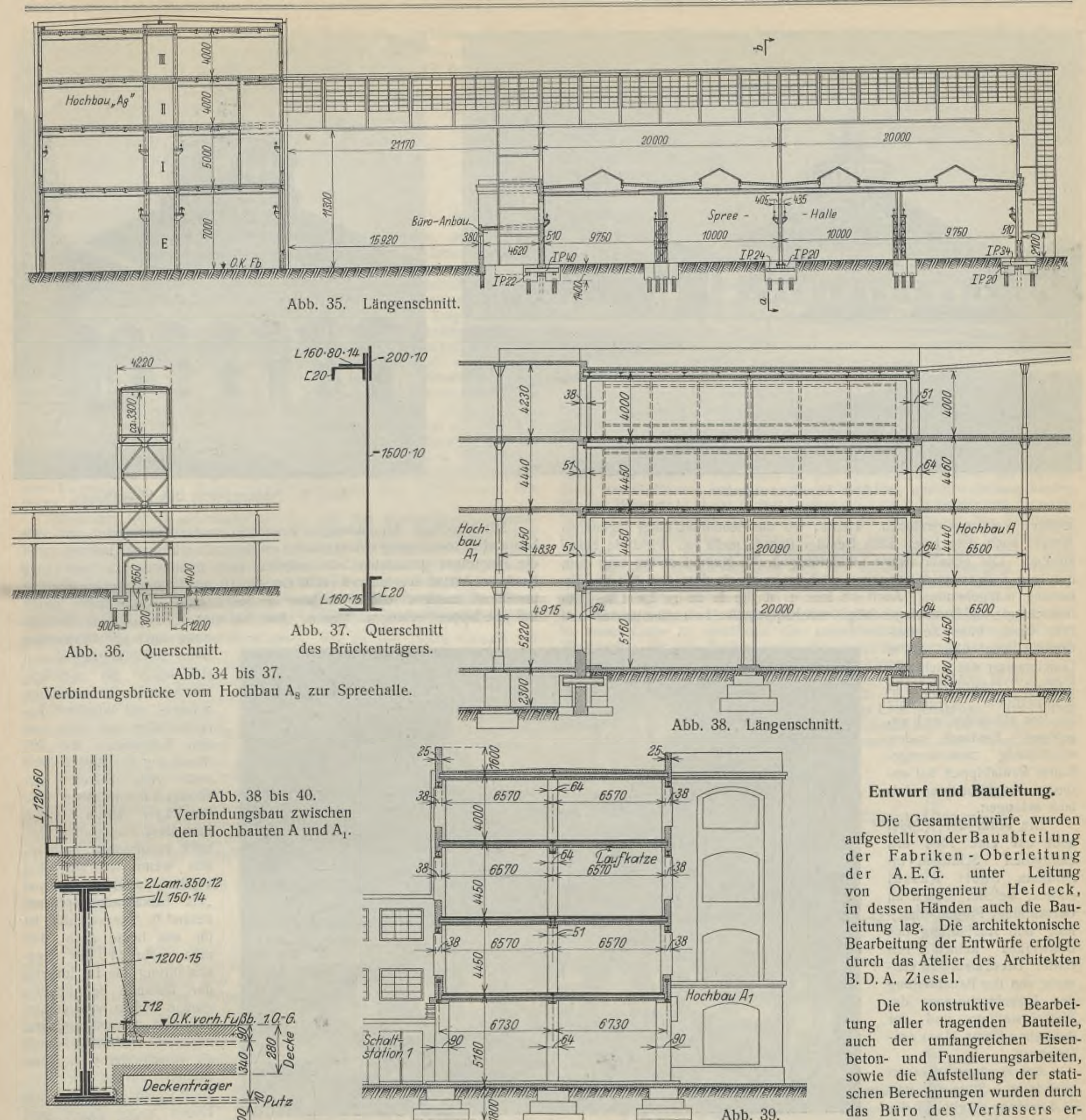


Abb. 35. Längenschnitt.

Abb. 36. Querschnitt.

Abb. 37. Querschnitt des Brückenträgers.

Abb. 34 bis 37. Verbindungsbrücke vom Hochbau A_8 zur Spreehalle.

Abb. 38. Längenschnitt.

Abb. 38 bis 40. Verbindungsbau zwischen den Hochbauten A und A_1.

Abb. 39. Querschnitt.

Abb. 40. Wandunterzug.

Entwurf und Bauleitung.

Die Gesamtentwürfe wurden aufgestellt von der Bauabteilung der Fabriken-Oberleitung der A. E. G. unter Leitung von Oberingenieur Heideck, in dessen Händen auch die Bauleitung lag. Die architektonische Bearbeitung der Entwürfe erfolgte durch das Atelier des Architekten B. D. A. Ziesel.

Die konstruktive Bearbeitung aller tragenden Bauteile, auch der umfangreichen Eisenbeton- und Fundierungsarbeiten, sowie die Aufstellung der statischen Berechnungen wurden durch das Büro des Verfassers erledigt.

Alle Rechte vorbehalten.

Die größte Kuppel der Welt.

Aus der Geschichte des Stahlbaues.

In letzter Zeit ist in der Tages- und der technischen Fachpresse viel von Kuppelbauten und den beachtlichen neuesten Leistungen auf diesem Gebiet die Rede gewesen. Es sei in diesem Zusammenhang an ein älteres Bauwerk erinnert, das — vor mehr als einem halben Jahrhundert in Schweißeisen erstellt — an Spannweite und Kühnheit der Kuppelkonstruktion auch die jüngsten Ausführungen weit hinter sich läßt, an den im Jahre 1873 erbauten eisernen Zentralbau für die Weltausstellung in Wien, der mit 105 m Spannweite auch heute noch die größte Kuppel der Welt ist[1]).

Ausgezeichnet ist die äußere Erscheinung des unter dem Namen „Rotunde" bekannten Wiener Bauwerkes. Klar und straff gliedern die oberhalb der dünnen Blechhaut liegenden Versteifungsrippen und Ringträger die konische Kuppel und geben den Grundakkord für den Rhythmus, in dem sich der gewaltige Bau bis zur Höhe von 85 m emporschwingt. Die Maskierung des oberen Teiles im Stil des Wiener Barocks entspringt dem Wunsch, die Bekrönung als Blickfänger im Stadtbild möglichst „repräsentativ" zu gestalten und mit den Vorbauten der Halle als Ganzes zu behandeln, und ist nur aus der Dekorationssucht der da-

[1]) Die im Jahre 1894 ebenfalls in Eisen für die Ausstellung in Lyon gebaute Kuppel hatte zwar einen Durchmesser von 110 m, wurde jedoch wieder demontiert.

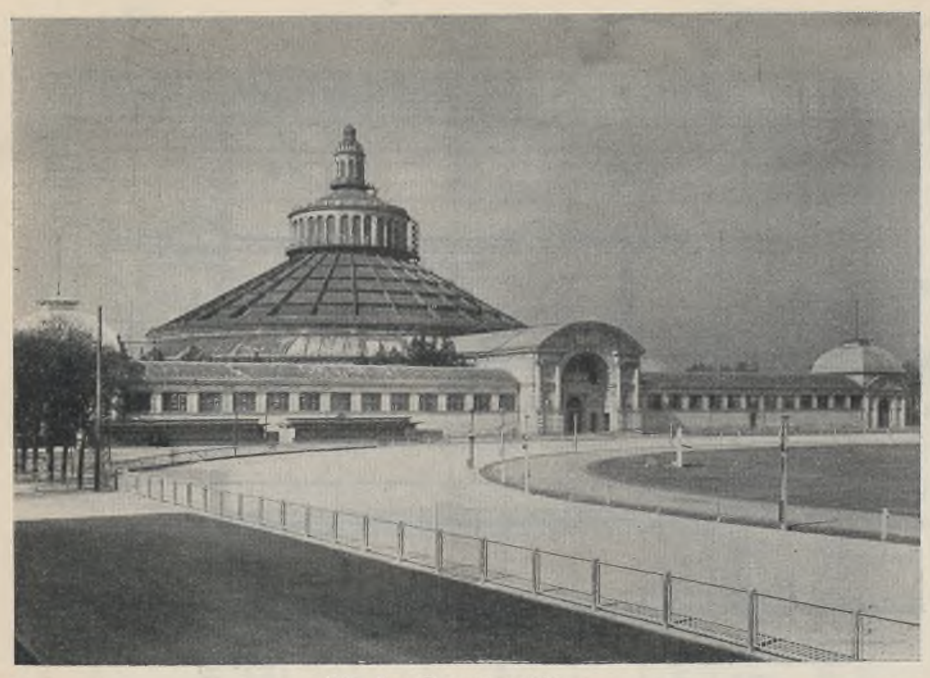
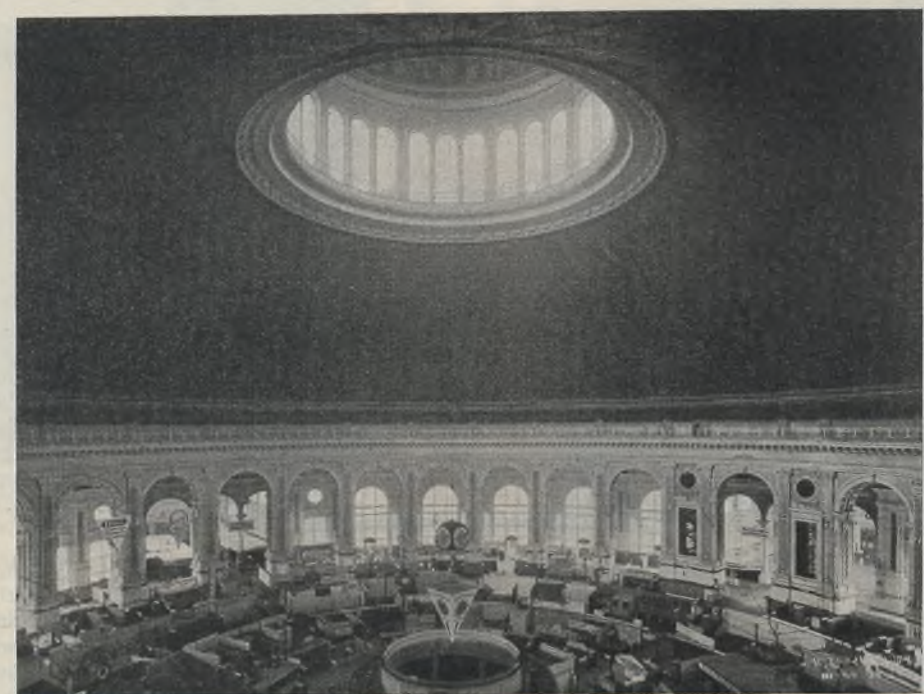

Abb. 1. Gesamtansicht.


Abb. 2. Außenansicht des Hauptbaues.

maligen Zeit zu verstehen. Heute, wo die Schönheit eines Ingenieurwerkes auch dem Laien kein fremder Begriff mehr ist, wirkt sie etwas störend. Die gerade straffe Linienführung der Kuppel selbst sagt dem heutigen Zeitgeschmack dagegen noch mehr zu als dem zur Zeit der Erbauung maßgebenden. Auch im Innern ist die große ruhige Linie beherrschend; ein Druckring schließt das Kuppelgewölbe nach oben ab und läßt durch eine Zentralöffnung von über 20 m Durchmesser das Licht der Laterne einströmen, in wohltuendem Gegensatz zu dem störenden und unruhigen Eindruck, den sternförmig zusammengeführte Radialrippen bei anderen Kuppelbauten vielfach erzeugen.

Die Form der Kuppel geht auf eine Idee des englischen Schiffbau-Ingenieurs Scott Russel zurück, welcher jedoch an Berechnung, Projektaufstellung und Ausführung des Bauwerkes keinen Teil hatte. Diese stammen vielmehr von der Bauabteilung des Ingenieurbureaus der Weltausstellung und der deutschen Firma Harkort-Duisburg.


Abb. 3. Innenansicht.

Auf 32 schweißeisernen genieteten Stützen von 24,4 m Höhe erhebt sich die kegelstumpfförmige Hauptkuppel, die — von unten nach oben abnehmend — aus 12, 11 und 10 mm starken überlappt genieteten Eisenblechen hergestellt ist und je einen Zug- und Druckring besitzt. Der Außendurchmesser beträgt 107,8 m, der Durchmesser von Mitte Stütze bis Mitte Stütze 104,8 m. 30 radiale Versteifungsrippen, deren Stehblechhöhe von 1,50 m auf 0,61 m und deren Obergurtplattenbreite von 0,6 m auf 0,4 m abnimmt, sowie vier Ringträgerstränge sorgen für die Aussteifung der Blechhaut. Die Höhe bis zum Druckring beträgt 48,2 m. Auf diesem steht die 18,6 m hohe Hauptlaterne von 30,9 m Durchmesser, deren Dachhaut ebenfalls aus einer kegeligen Eisenblechkuppel mit Zug- und Druckring gebildet wird. Die Blechstärke dieser zweiten 30,9 m weit gespannten Kuppel beträgt nur 5,6 mm, ihre Versteifungsrippen liegen innen. Die darüber angeordnete zweite Laterne ist mit Holz und Zinkblech eingedeckt und weist 7,4 m Durchmesser und 13,2 m Höhe auf. Die Gesamthöhe der Konstruktion ist mithin 80,0 m oder — einschließlich der 5,3 m hohen Bekrönung — 85,3 m. Das Gesamteisengewicht beträgt ohne Stützen 2750 t, mit Stützen 3975 t.

Mit manchem der damaligen Konstruktionsgrundsätze wird man sich heute nicht mehr völlig einverstanden erklären: So würde man bei den durch die Ringträger gebildeten Schneesäcken zum mindesten für bedeutend besseren Abfluß sorgen und nicht nur die 10 bis 12 mm starken Schlitze für ausreichend erachten, welche an jeder zweiten Blechbahn durch die überlappte Nietung entstehen. Man hat dies seinerzeit in der Berechnung durch verhältnismäßig hohe Belastungsannahmen (100 kg/m² für ständige, 200 kg/m² für zufällige Schnee- und Windlast) berücksichtigt und sich von den Kaskaden, die bei Vereisung der Abflußritzen und Abschmelzen der Schneemassen über die Ringträger fallen, einen besonders imposanten Anblick versprochen, namentlich wenn sie sich bei wieder eintretendem Frost „als Eiskaskaden präsentieren“ [2]). Merkwürdig ist für uns heute auch, daß man während der Bauausführung die im Inneren der Rotunde befindlichen großen Eichen noch stehen ließ und sie erst umlegte, nachdem ein Unfall durch sie verschuldet war. Zum Ziehen wurden die Versteifungsrippen an beiden Enden angeschlagen und der Obergurt gegen Ausknicken beiderseits verspannt; eine solche Verspannung blieb an einem Ast hängen und riß, wodurch der Träger zu Bruch ging und abstürzte.

Im übrigen ist die interessante Montage ohne Unfall verlaufen. Zuerst wurde der Zugring ausgelegt und vernietet, sodann wurde er von außen aufgestellten Böcken aus mit 64 Schraubenspindeln in Stufen von 300 bis 500 mm in einem gehoben; hierbei wurden die Stützen stückweise untergebaut. Die auf einmal angehobene Konstruktion betrug zuletzt 1600 t, die größte Tagesleistung anfänglich 1700 mm, zuletzt 1100 mm Hebung. Gleichzeitig war auf fester Rüstung der Druckring in seiner richtigen Höhenlage zusammengebaut worden. Dann erfolgte von verschiebbaren Rüstungen aus das Aufbringen der Versteifungsrippen, die je 15 t schwer und, wie oben geschildert, für die Montage verspannt waren. In 20 Tagen waren alle 30 Stück aufgebracht, wobei bemerkt sei, daß für die Flaschenzüge 63 mm starke Seile verwandt wurden. Von beweg-

[2]) Vergl. Zeitschr. d. Österreich. Ingenieur- u. Architekten-Vereins, 1873.

lichen Hängerüstungen aus wurden die Bleche der Dachhaut montiert und gleichzeitig, von fester Rüstung aus, die Laternen. Besondere Sorgfalt wurde auf die gute Dichtung der Fugen verwandt: Größere wurden mit Blei verstemmt, kleinere ausgekittet.

In überraschend kurzen Fristen wurde das Bauwerk fertiggestellt:

17. Oktober 1871: Auftragerteilung an Harkort,
11. März 1872: Montagebeginn,
1. Februar 1873: Freisetzen der Konstruktion,
8. März 1873: Fertigstellung des Bauwerkes einschließlich Beseitigung der Rüstungen (jedoch ohne die später bestellten Dachtreppen).

In noch nicht 11 Monaten waren also die eigentlichen Montagearbeiten dieses fast 4000 t schweren, für die damalige Zeit in den Abmessungen und in der Kühnheit der Konstruktion durchaus ungewöhnlichen Bauwerkes durchgeführt, das ein Ruhmesblatt in der Geschichte des Stahlbaues darstellt.

Verschiedenes.

Durch raumsperrende Traggerüste verbaute Räume. Herr Czech kritisiert unter vorstehender Überschrift in Heft 2 vom 25. Januar 1929 des „Stahlbau" die raumsperrende Wirkung von Eisenbetontraggerüsten in Hochbauten und geht dabei aus von einem bekannten Geschäftshausneubau in Essen. Nach seiner Angabe seien in diesem Bau Unterzüge verwandt, die bei 7 m Spannweite 80 cm Höhe aufwiesen. Die Trägerhöhe sei übertrieben und zurückzuführen auf das „Wirtschaftlichkeitsprinzip der Eisenbetonunternehmer", das darin bestehe, daß ohne Rücksicht auf die Raumbildung möglichst große Betonquerschnitte angewandt würden, um an Eisenquerschnitt und damit an Kosten zu sparen. Wären diese Behauptungen zutreffend, so würde die unverkennbare Bevorzugung des Eisenbetons für Geschäftshausbauten schwer zu verstehen sein[1]).

Zunächst scheint Herrn Czech die Tatsache unbekannt zu sein, daß einer Vergrößerung des Betonquerschnittes sehr enge Grenzen gesetzt sind, weil der Ersparnis an Eisen Mehraufwendungen an Beton und Schalung und eine Erhöhung des Eigengewichtes gegenüberstehen, so daß eine Vergrößerung des Betonquerschnittes bald eine Verteuerung des Baues bedingt.

Weiterhin hat er sich leider bei der von ihm angenommenen Spannweite der fraglichen Deckenbalken erheblich geirrt. Sie beträgt nicht 7 m, sondern 9,8 m: Nun wächst bekanntlich bei ähnlichen Grundrissen das Biegungsmoment eines Unterzuges bei Annahme gleichbleibender Belastung je Flächeneinheit mit der dritten Potenz der Seitenlänge. Eine weitere Steigerung bedingt das dabei gleichzeitig zunehmende Eigengewicht. Das tatsächliche Moment in dem fraglichen Balken ist somit mindestens $\frac{9{,}8^3}{7{,}0^3} \cdot 1{,}2 = 3{,}3$ mal so groß, wie es von Herrn Czech auf Grund seiner irrtümlichen Einschätzung der Stützweite vorausgesetzt war. Die etwa mit der Quadratwurzel des Biegungsmomentes wachsende Trägerhöhe hätte sich somit $\sqrt{3{,}3} = 1{,}8$ mal größer ergeben, wenn Herr Czech die Stützweite zutreffend ermittelt hätte. Er wird nach Vornahme dieser Berichtigung nicht bestreiten können, daß seiner Behauptung einer übertriebenen Trägerhöhe und seinen daraus gezogenen Schlußfolgerungen jeder Boden entzogen ist.

Was den von Herrn Czech den Architekten gegebenen guten Rat anbelangt, so wird es ihn vielleicht interessieren, daß Bauherr und Architekt in diesem Falle schon — ohne den Rat des Herrn Czech abzuwarten — einen Vergleichsentwurf in Eisenskelettbauweise hatten aufstellen lassen. Die Trägerhöhen der fraglichen Deckenunterzüge ergaben sich dabei keineswegs merklich niedriger als die in Eisenbeton ausgeführten.

Aus diesen und anderen Gründen entschied der Vergleich zugunsten des Eisenbetons. Dr.-Ing. Gaede.

Das nächste wäre wohl gewesen, Herr Dr. Gaede hätte nicht nur die von mir geschätzte Stützweite, sondern auch die von mir geschätzte Höhe der Deckenbalken und Unterzüge berichtigt. Jedenfalls wird die tatsächliche Höhe nicht geringer sein, sonst hätte sie Herr Dr. Gaede oben sicherlich berichtigt. An der Tatsache, auf deren Feststellung es mir einzig und allein ankam, daß die Deckenbalken und Unterzüge mit ihren Höhen- und Breitenabmessungen bei der vorhandenen Geschoßhöhe raumvernichtend wirken, ändert die Berichtigung nichts.

Daß vom Standpunkt der Wirtschaftlichkeit der Vergrößerung der Bauhöhe, d. h. der Vergrößerung des Betonquerschnitts und gleichzeitiger Verringerung des Eisenquerschnitts eine Grenze gezogen ist, ist mir ebenso bekannt wie die Tatsache, daß die Verringerung der Bauhöhe, die zum doppelt bewehrten Balken führt, erst recht eine Grenze hat. Stellt man beiden Bauweisen — dem Stahlbau wie dem Eisenbetonbau — die Forderung der gleichen Bauhöhe, so macht man den Eisenbetonbau einfach unmöglich.

Ich habe den Architekten nicht dazu geraten, Vergleichsentwürfe in beiden Bauweisen aufzustellen zu lassen, sondern dazu, die Bauhöhen und Querschnitte, über die nicht hinausgegangen werden darf, vor Einholen der Angebote festzulegen. Im vorliegenden Falle lagen dem Angebot in Stahl 40 cm hohe Unterzüge zugrunde. Für mich ist der Unterschied zwischen 40 und 80 cm merklich.

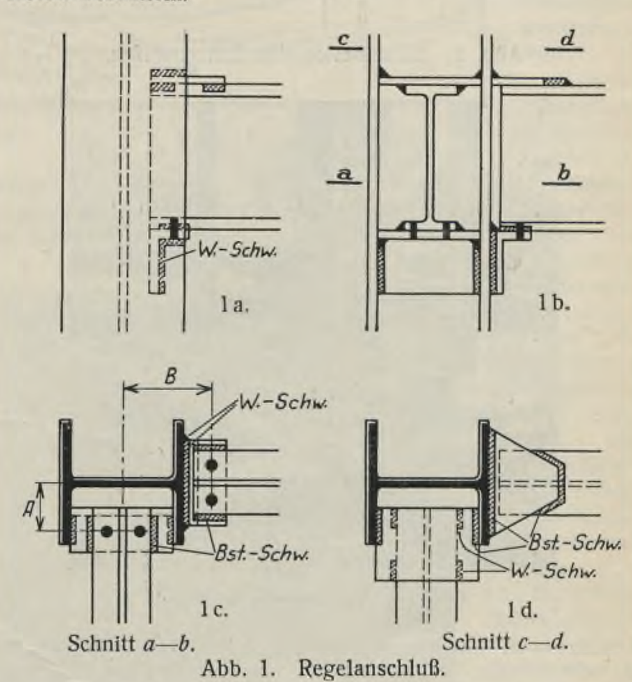
Den Vergleich, der im vorliegenden Falle zugunsten des Eisenbetons entschieden hat, kann ich nicht ernst nehmen. Ein arrivierter Eisenbetonbau-Unternehmer (nicht die ausführende Firma!) baut auf eigene Rechnung ein Spekulationsobjekt. Als Fachmann muß er wissen, wie und mit welchen Mitteln man am billigsten baut. Das allein hat über die Bauweise entschieden; der Käufer oder Mieter mag nunmehr zusehen, wie er mit den gedrückten Räumen zurechtkommt. Czech.

[1]) Der Verfasser urteilt hierbei offenbar nach den Gewohnheiten seines engeren Wirkungskreises. Daß eine unverkennbare und in starkem Maße wachsende Abneigung gegen die Verwendung von Eisenbeton im Geschäftshausbau heute eingesetzt hat, beweist die große Zahl unserer Veröffentlichungen; u. a. auch die Tatsache, daß sich beispielsweise in Berlin unter Dutzenden in Ausführung begriffener oder in jüngster Zeit in Stahl ausgeführter Geschäftshausbauten nur ganz vereinzelte Ausführungen in Eisenbeton finden. Daß auch in süddeutschen Großstädten, die früher als Hochburgen des Eisenbetonbaues galten, die Verwendung von Stahlkonstruktionen für Geschäftshausbauten immer mehr zunimmt, beweisen die mehrfachen Veröffentlichungen hierüber in unserer Zeitschrift und anderen Fachblättern. Wir werden in nächster Zeit Veröffentlichungen einiger weiterer bemerkenswerter Ausführungen in süddeutschen Großstädten folgen lassen. Die Schriftleitung.

Schweißung von Stahlkonstruktionen bei einem Hotelumbau. Einen entschiedenen Fortschritt in der Schweißtechnik stellt die Anwendung des Verfahrens bei den umfangreichen Um- und Erweiterungsbauten für das Homestead Hotel in Hot Springs (Va.) dar. Entscheidend für seine Wahl war der Wunsch der Hotelleitung, die Belästigung der Hotelgäste durch die Bauarbeiten — also vor allem auch durch das Geräusch des Nietens — nach Möglichkeit einzuschränken: Gerade nach dieser Richtung hat das Schweißverfahren sich zur vollsten Zufriedenheit bewährt und zur Vermeidung jeder Störung des Hotelbetriebes wesentlich beigetragen.

Neben den neuen Vervollkommnungen des Schweißprozesses sind in erster Linie zu erwähnen die ausschließliche Verwendung gleicher Walzprofile für alle Säulen sowie die Ausbildung einfacher und einheitlicher Formen für Stützen- und Trägeranschlüsse.

Die neue Anlage besteht aus einem mittleren Turmbau von 18,30 × 23 m Grundfläche und 54,86 m Höhe, gegliedert in 11 Stockwerke und bekrönt von einem kuppelartigen Dach mit schlankem Laternenaufbau. Auf beiden Seiten wird der Mittelbau eingefaßt von sechsstöckigen Seitenflügeln von je 12,19 × 14,37 m, die auch die Verbindung mit dem Hauptbau des alten Hotels vermitteln.



Schnitt *a—b*. Schnitt *c—d*.
Abb. 1. Regelanschluß.

Die Ermittlung der Lasten und Beanspruchungen erfolgte nur für den Turmbau, wobei die Anschlüsse zwischen Stützen und Trägern unter Zugrundelegung einer Beanspruchung von 1265 kg/cm² so ausgebildet wurden, daß die in den Knotenpunkten entstehenden Momente auch bei Schweißung aufgenommen wurden. Für die Werkstattarbeit hätte man an sich beim Nieten bleiben können, die American Bridge Co. als ausführende Firma legte jedoch Wert auf möglichst ausgedehnte Anwendung des Schweißverfahrens auch für diesen Teil der Arbeiten.

Als Höchstbeanspruchung der Schweißstellen sind 3000 lb. (engl. Pfund) für 1 lfd. engl. Zoll auf die $^3/_8$" starke Schweißnaht, d. h. rd. 535 kg je cm Länge der rd. 10 mm starken Schweißnaht angenommen auf Grund umfassender Versuche, die auf Veranlassung der genannten

Firma beim U. S. Bureau of Standards in Washington vorgenommen waren. Der Entwurf des Tragwerkes erfolgte in der üblichen Weise mit der Ausnahme, daß die Enden der Träger und Unterzüge — statt mit den Flanschen verbunden zu werden — auf einfachen Lagern verlegt wurden, was das genaue Ablängen der Walzprofile überflüssig machte und viel Schweißarbeit auf dem Bau ersparte.

Ferner hat es sich als wichtig erwiesen, für die Stützen und Träger der Stahlkonstruktion eines Geschoßbaues möglichst gleiche Profile und gleiche Längen zu wählen und — da jede Handarbeit die Gestehungskosten schnell verteuert — schon beim Entwurf der Anschlüsse alles Lochen und Bohren möglichst zu vermeiden.

Im vorliegenden Fall erlaubte die Verwendung gleicher Stützenabmessungen die Verwendung gleicher und gleichlanger Deckenträger für mehrere Geschosse und eine Reihe anderer serienweis hergestellter Einzelteile. Abb. 1 zeigt einen Regelanschluß von Träger und Stütze: Die

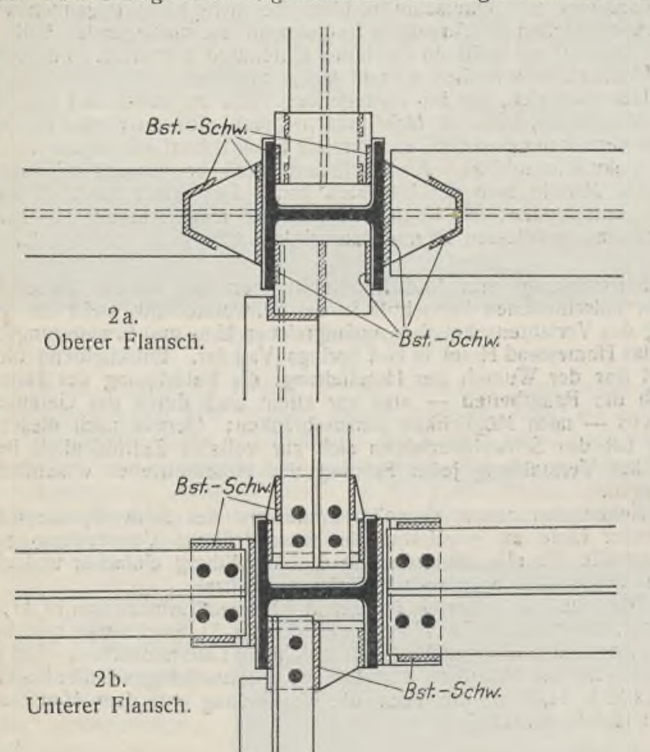


Abb. 2. Einzelheiten des Stützenstoßes.

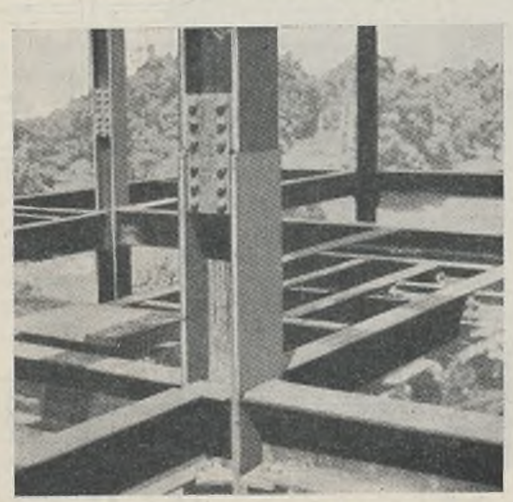


Abb. 3. Spitzenrost, Ansicht.

in die Stützwinkel- und unteren Trägerflanschen gebohrten Löcher stellen die gesamte für die Verlegung der Träger erforderliche Bohrarbeit dar. Außer der schon erwähnten einheitlichen Bemessung aller Trägerlängen ist eine weitere Verringerung der Stücknummern durch die Innehaltung der Abmessungen A und B (Abb. 1c) erzielt. Die Anordnung der zwischen den Säulenflanschen geschweißten Stützwinkel ist dabei zunächst von der Länge der auf ihnen ruhenden Unterzüge abhängig: Diese wurden zugeschnitten und konnten so — schräg geneigt — über die im Innern der Säule liegenden Stützwinkel geschoben werden, ohne daß die Stützen selbst hätten geneigt werden müssen. Ein großer Vorteil dieser Anordnung der Stützwinkel war die Vermeidung einer Unzahl durch die verschiedenen Flanschstärken sonst bedingter kleiner Teile.

Der in Abb. 2 u. 3 dargestellte Stützenstoß stellt eine Sonderausführung dar und wurde durch zwei mit Bolzenlöchern versehene Platten gebildet, die zwischen den Flanschen eingesetzt und in der Werkstatt mit diesen so verschweißt wurden, daß sie von der Säulenmitte gleichmäßigen, bestimmten Abstand hatten. Am Bauplatz wurden die beiden Teile des Säulenschaftes dann aufeinandergesetzt, miteinander durch Bolzen verschraubt, jede Bohr- und Nietarbeit wurde auf der Baustelle vermieden.

Zur Übertragung der Windkräfte werden die unteren Flansche der Trägerenden mit den vorstehenden Flanschen der Stützwinkel verschweißt und die oberen Flansche mit der Stütze durch ein aufgeschweißtes Knotenblech verbunden (Abb. 1a u. 1b).

Abb. 4 zeigt die Ausbildung der etwas nach innen zu auf die Unterzüge aufgesetzten Stützen im achten Stock: Sie ruhen auf einer Fußplatte über dem Anschluß von Längs- und Querträger, wobei die letzteren so bemessen werden, daß nach Abb. 5 ihre Flansche mit denen der ersteren verschweißt werden können.

Die Aufstellung der Stahlkonstruktion geschah mit Hilfe eines 12 t Ausleger-Krans von einem dicht an der Außenseite des Gebäudes aufgestellten Turmgerüst aus, das während der ganzen Bauzeit nicht verschoben zu werden brauchte.

Beim Aufstellen wurden die Stützen und Träger — geschoßweise — zunächst durch Bolzen angeschlossen und dann dort, wo diese Verbindung nicht endgültig genügte, zum Schweißen der Anschlüsse geschritten, während darüber die Konstruktion des nächstoberen Stockwerks aufgestellt wurde. Für die Ausführung der Schweißarbeiten genügten zwei Schweißer, die mit den übrigen Arbeiten bequem Schritt zu halten vermochten; der erforderliche Strom wurde teils durch die eigene Kraftanlage des Hotels, teils von einem fahrbaren Generator mit Benzinantrieb geliefert.

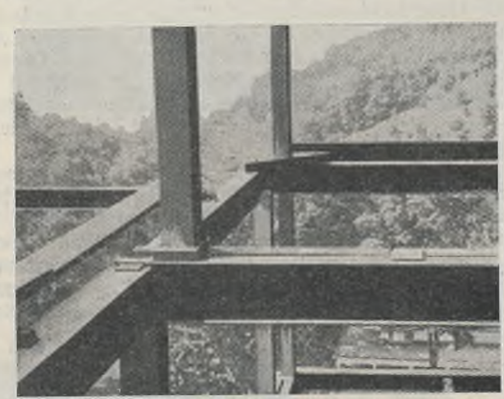


Abb. 4. Stützen im 8. Stockwerk, Ansicht.

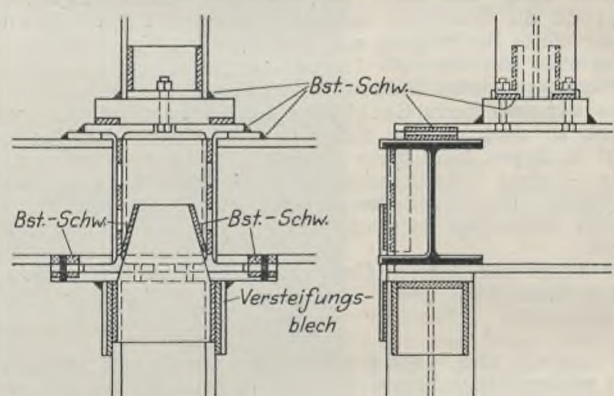


Abb. 5. Einzelheiten der Stützen im 8. Stockwerk.

Da man von vornherein auf die leichte Zugänglichkeit aller zu schweißenden Teile Bedacht genommen hatte und alles Schweißen über Kopf vermieden war, konnte die Aufstellung einer besonderen Rüstung für die Schweißer gespart werden.

Für die schrägen Dachflächen waren T-Träger zur Aufnahme der fertig vom Werk gelieferten Dachplatten an die stählernen Sparren geschweißt. Zur Vermeidung der für die genaue Dimensionierung dieser kleinen Einzelteile sonst erforderlichen großen Werkstattarbeit wurden T-Sprossen einige Zoll länger vom Werk direkt angeliefert, an Ort und Stelle mit dem Schneidbrenner passend zugeschnitten und verschweißt, was sich als einfach und wirtschaftlich bewährte.

Auch sonst haben sich bei der Aufstellung der 560 t wiegenden Stahlkonstruktion keinerlei Schwierigkeiten gezeigt und die mit Hilfe des Schweißverfahrens und der im vorstehenden geschilderten zielbewußten Entwurfsgestaltung erreichten Zeiten sind als außerordentlich gute zu bezeichnen.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang BERLIN, 31. Mai 1929 Heft 11

Alle Rechte vorbehalten.

Heimatschutz beim Bahn- und Brückenbau.

Von **Karl Protzmann**, Ingenieur, Würzburg.

In der Nachkriegszeit wurde der Weiterbau der Lokalbahnlinie, die von Gasseldorf nach Behringersmühle durch das Wiesenttal in das Herz der Fränkischen Schweiz (Oberfranken, Bayern) führt, wieder aufgenommen. Da die Linie an den bekannten landschaftlich schön gelegenen Orten Streitberg, Muggendorf, Gößweinstein und Stempfermühle vorbeiführt, hat sie schon in ihrem Entwurfsstadium weitgehendes und vielfach besorgtes Interesse wachgerufen.

Auch der Landesausschuß für Naturpflege in Bayern hat sich mit der Angelegenheit beschäftigt und mit der Eisenbahnverwaltung so zusammengefunden, daß man erwarten konnte, es sei alles geschehen, um den Bahnbau derart zu gestalten, daß die Landschaft und ihre Glanzpunkte keinen Schaden leiden.

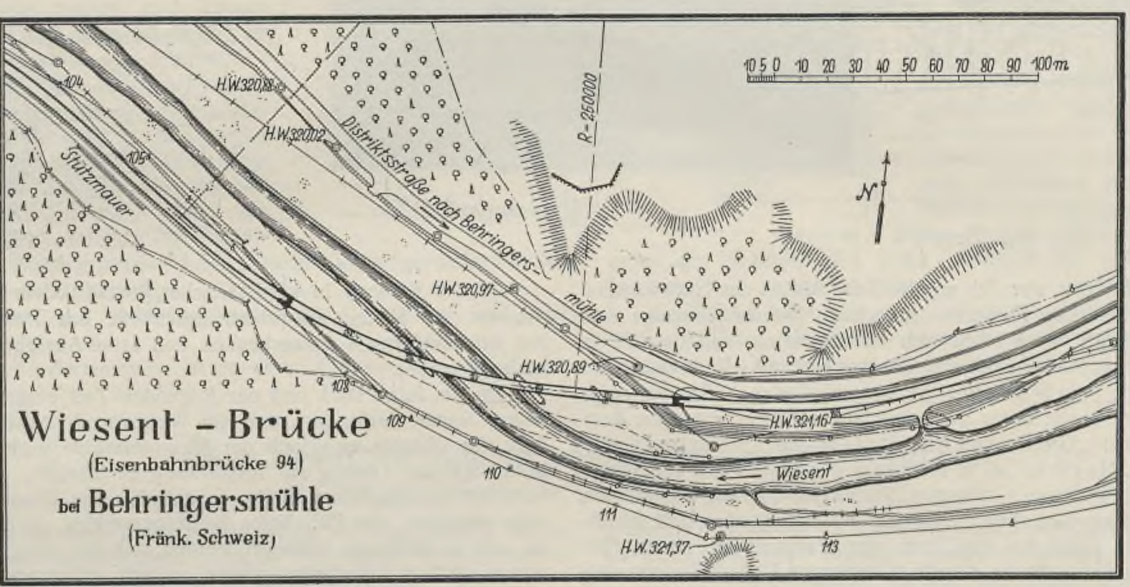


Abb. 1. Lageplan.

Bei dieser Bahn in die Fränkische Schweiz hat man sich für eine Tallinie, und zwar im Tale der Wiesent entschieden und die Linienführung so gewählt, daß die landschaftlichen Schönheiten des Tales möglichst ungestört bleiben.

Die Verkehrsverwaltung ist nach Bearbeitung verschiedener Entwürfe über die Lage des Lokalbahnhofes Behringersmühle und nach langwierigen Verhandlungen mit den Beteiligten sich darüber klar geworden, daß die jetzt geplante Lage auf dem etwas erhöhten Gelände der rechten Talseite zwischen Stempfermühle und der Ortschaft Behringersmühle in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht befriedigt, aber auch den Anforderungen, die von verschiedenen Seiten zur Schonung des reizvollen Landschaftsbildes erhoben werden, am besten von allen untersuchten Lösungen entspricht. Es war im allgemeinen anerkannt, daß durch die gewählte Bahnhofslage die einheitliche Stimmung der Tallandschaft bei der Stempfermühle, der bewaldeten Berghänge und Felsbildungen mit dem vom Flüßchen in vielen Windungen durchzogenen Wiesentgrund am wenigsten gestört wird.

Um nun die Stempfermühle unberührt zu lassen, war es nötig, unmittelbar unterhalb dieser Stelle einen Talübergang zu schaffen. Der zuerst geplante sah Schrägbrücken mit hochragenden Fachwerken vor, die das Schönheitsgefühl verletzten. Sehr störend erschienen dabei die sich kulissenartig aneinanderreihenden Langpfeiler (s. Lageplan Abb. 1, mit bis 15,2 m Kronenlänge der Eingleisbrückenpfeiler), welche dem Beschauer von der vorüberführenden Touristenstraße aus den Durchblick unter der Brücke stark vermindern.

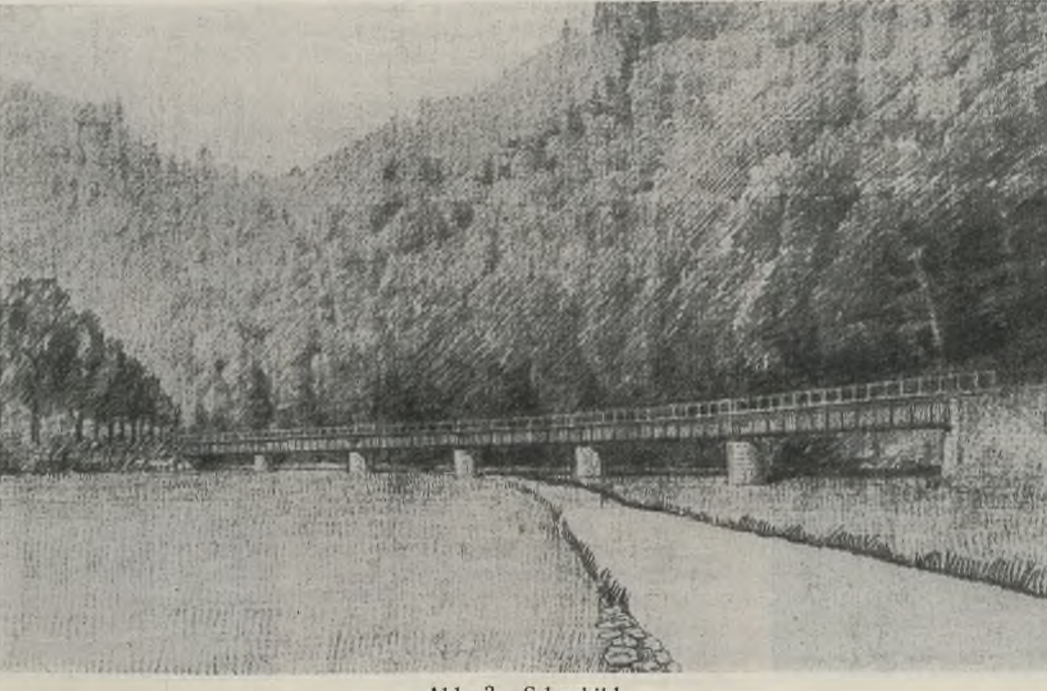


Abb. 3. Schaubild.

Die Führung des Bahnkörpers im Tunnel war durch verschiedene Gründe, besonders auch wegen der daraus entstehenden außerordentlichen Verteuerung ausgeschlossen.

Weiter war gefordert, daß die der Stempfermühle gegenüberliegenden Felsschroffen und Wände nicht durch

Felsanschnitte in ihrer Standfestigkeit geschädigt oder sonst erheblich verändert werden. Ferner sollten die an der Stempfermühle über den Bach führende Holzbrücke, sowie die vorhandenen Wasserstauanlagen möglichst in ihrer alten Gestaltung erhalten bleiben. Ebenso war die Wiesenbewässerung entweder unverändert zu erhalten oder ein mindestens gleichwertiger Ersatz zu schaffen. Die Baumbestände in der Nähe der Stempfermühle, insbesondere wenn es sich um eigenartige Baumgruppen handelt, sollten weitgehendst geschont werden.

Die Einhaltung all dieser Forderungen und die Erfüllung der Bedingungen über Krümmungen, Lage von Bogen-Anfangs- und Neigungsbrechpunkten nach der Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung führte beinahe zwangsläufig zu der von der Bahnverwaltung eingeschlagenen Linienführung mit schrägem Talübergang. Die Linienführung war somit im wesentlichen festgelegt.

Um nun für den schrägen Übergang über die Wiesent an einer schwierigen Krümmung neue geeignetere Vorschläge zu erhalten, schrieb die Bahnverwaltung im Jahre 1920 einen Wettbewerb aus.

und anspruchslos der Landschaft ein. (Vergl. Schaubild Abb. 3). — Das Preisgericht hat seinen Entscheid über die Bearbeitung „Gleich und Rund" wie folgt begründet.

Es wird als wesentlicher Vorzug betrachtet, daß die Stahlkonstruktion unterhalb der Fahrbahn liegt und als Blechträger mit gerader Untersicht ausgebildet ist. Weiter gelten als Vorzüge die gleich weiten Öffnungen und vor allem die Pfeiler mit kreisrundem Grundriß. Die vorgeschlagene Form wird in der landschaftlichen Umgebung als am wenigsten störend empfunden.

In hydrotechnischer Hinsicht werden die kreisrunden Pfeiler (s. Lageplan Abb. 1 und Grundriß Abb. 2a) dem in seiner Richtung nicht sicher bestimmbaren Hochwasserabfluß den geringsten Widerstand entgegensetzen.

Vom brückenbautechnischen Standpunkt aus ist der Entwurf ebenfalls günstig zu beurteilen wegen der für sämtliche Öffnungen gewählten gleichen Trägerform und der rechtwinkligen Anordnung der Konstruktion (s. Abb. 2b). — Auch in wirtschaftlicher Hinsicht ist der Entwurf von den eingelaufenen Arbeiten der vorteilhafteste, da der Aufwand an Mauerwerk und Stahlkonstruktion am geringsten ist.

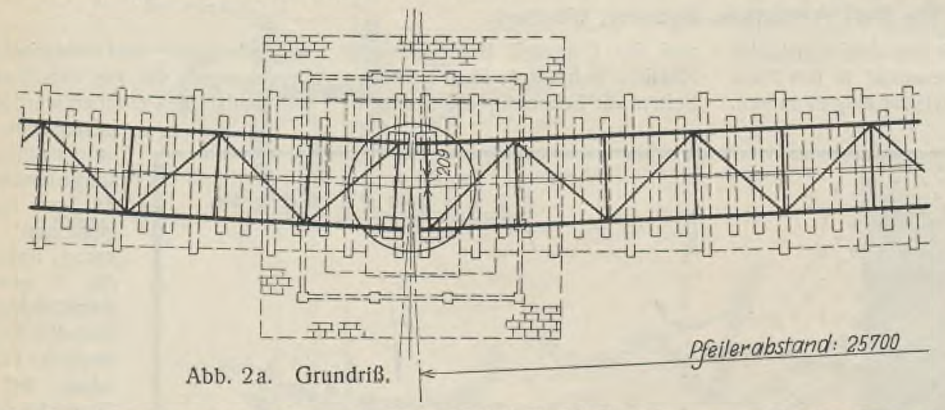


Abb. 2a. Grundriß.

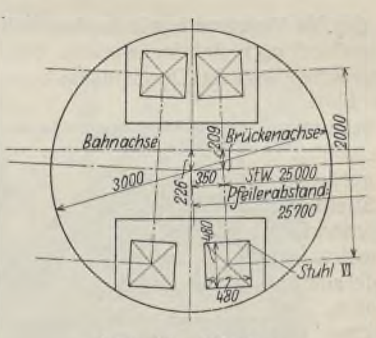


Abb. 2b. Pfeiler.

Für die Wiesentbrücke war der unschädliche Abfluß des Hochwassers des sonst ganz bescheidenen Flüßchens mit einer Hochwassermenge von 330 m³/sek durch sorgfältige Rechnungen nachzuweisen und der durch Pfeilereinbauten verursachte Aufstau des Oberwassers mit 0,25 m begrenzt. Darüber war noch eine freie Schwimmhöhe von mindestens 0,5 m verlangt.

Vom Preisgericht wurde unter den eingelaufenen Bearbeitungen dem mit den Kennworten: „Gleich und Rund" bezeichneten Entwurf der Brückenbauanstalt G. Noell & Co. in Würzburg der erste Preis zuerkannt.

Mit seinen sechs gleichen Öffnungen (Stützweite 25,0 m), kreisrunden Pfeilern und der unten wie oben wagerecht abschließenden, mit Blechbalken konstruierten Fahrbahn fügt sich der Talübergang unter Beibehaltung der aus den Umständen bereits festgelegten Linienführung ruhig

Da der Entwurf in künstlerischer, konstruktiver und wirtschaftlicher Hinsicht am besten entspricht, beschließt das Preisgericht einstimmig, ihm den Sonderpreis zuzuerkennen und seine Ausführung bei der Behörde zu befürworten.

Die im Jahre 1921 und der folgenden Zeit eingetretenen Verhältnisse haben leider verhindert, den im Wettbewerb behandelten Talübergang über die Wiesent unterhalb der Stempfermühle nach der wohl allgemein befriedigenden Lösung zur Ausführung zu bringen. Die Bahnlinie endet kurz vor der fraglichen Stelle, so daß der Bau dieses Talüberganges wie auch derjenige des Bahnhofes Behringersmühle noch eine Zukunftssache ist, und es kann nur bedauert werden, daß die vielen hierauf verwendeten umfangreichen Vorarbeiten vorerst nutzlos aufgewandt erscheinen.

Alle Rechte vorbehalten.

Neues Turmfördergerüst.

Von Oberingenieur **Karl Zimmermann**, Köln.

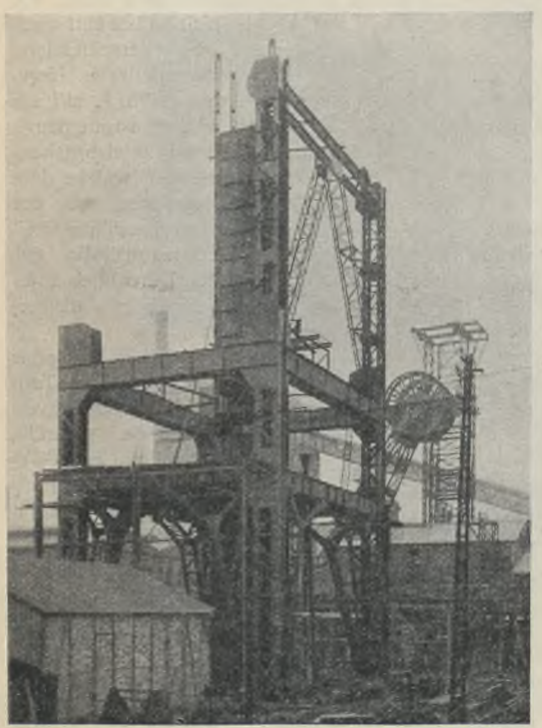


Abb. 1.

Vor kurzem wurde auf Zeche Königsborn III/IV der Klöckner-Werke A.-G. ein imposantes Ingenieurbauwerk dem Betrieb übergeben, und zwar ein mächtiger Stahlhochbau — das zurzeit wohl höchste Turmfördergerüst.

Unsere Abb. 1 zeigt den Turm während der Aufstellung, Abb. 2 das fertig errichtete Stahlgerüst, Abb. 3 die fertiggestellte Anlage.

Bei der architektonischen Durchbildung, die von Prof. Fischer, Essen, stammt, wurden die senkrechten Linien besonders betont, um das Hochstreben des Turmes kräftig zu unterstreichen; durch die Anordnung der Fenster wurde diese Betonung noch verstärkt. Die um den Turm symmetrisch sich aufbauende Schachthalle weist im Gegensatz zu ihm die Betonung der wagerechten Linie auf, was gleichfalls in der Anordnung der Fenster besonders zum Ausdruck kommt.

Sämtliche tragenden Glieder des Bauwerks sind in Stahlkonstruktion ausgeführt, die von der Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln-Kalk, geliefert und aufgestellt wurde. Das Stahlgerüst hat ein Gesamtgewicht von 950 t und ist in der Hauptsache als räumliches

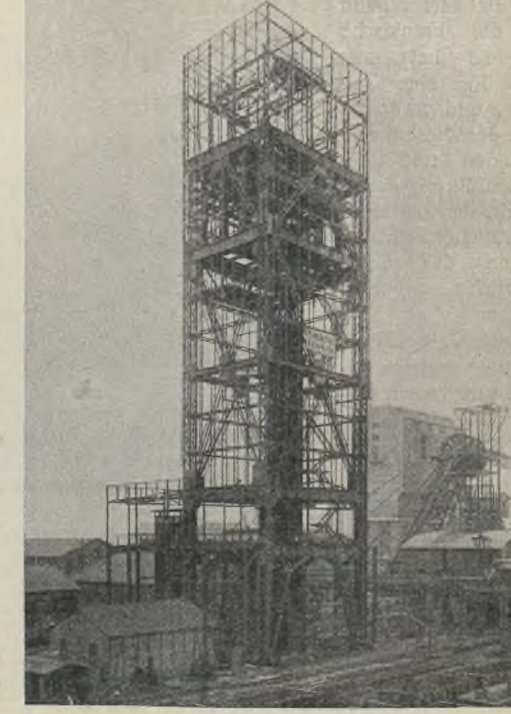


Abb. 2.

Fachwerk ausgebildet, wobei Wert darauf gelegt wurde, die gegliederten Diagonalverbände ohne Unterteilung soweit wie möglich herunter zu führen. In Höhe der Hängebank sind, der Durchfahrten wegen, an Stelle des Verbandes kräftige Eckversteifungen eingebaut, während unterhalb der Hängebank mit Rücksicht auf die Zugänglichkeit des Schachtes, auf den Förderkorbeinbau usw. Portalverbände vorgesehen sind.

Wie Abb. 3 zeigt, ist die Stahlkonstruktion des Turmes oberhalb des Schachtgebäudes sowie das Schachtgebäude selbst ganz von Mauerwerk umgeben, so daß von dem Stahlgerüst nichts mehr zu sehen ist.

Bei einer verhältnismäßig kleinen Grundfläche (die Entfernungen der Turmpfosten betragen von Mitte zu Mitte gemessen nur 16,0 bezw. 12,0 m), stellt sich die Gesamthöhe des Turmes auf 68 m. Das Schachtgebäude besitzt eine Grundfläche von 33,5 × 22,0 m und erreicht an der Dachtraufe eine Höhe von 19,0 m.

Die Fördermaschine steht in 55,0 m Höhe auf einer besonderen Maschinenbühne. Außer dieser sind im Turm noch zwei weitere Bühnen eingebaut, und zwar die Bremsbühne in 51,3 m Höhe und die Bühne für die Gegenscheibe und den Umformer in 45,0 m Höhe. Die Hauptbelastungen dieser Bühnen werden durch kräftige Blechträger aufgenommen und auf die Eckpfosten übertragen.

Die Hängebank des Schachtgebäudes ist in 12,0 m Höhe angeordnet.

Oberhalb der Fördermaschine ist zu deren Einbau ein elektrisch betriebener 40-t-Laufkran vorgesehen. Zum Einbau des Umformers und der Gegenscheibe dient ein oberhalb der 45,0-m-Bühne angebrachter Handlaufkran von 25 t, zum Einbau der Förderkörbe ein unterhalb der Hängebank eingebauter Handlaufkran von 12 t Tragfähigkeit.

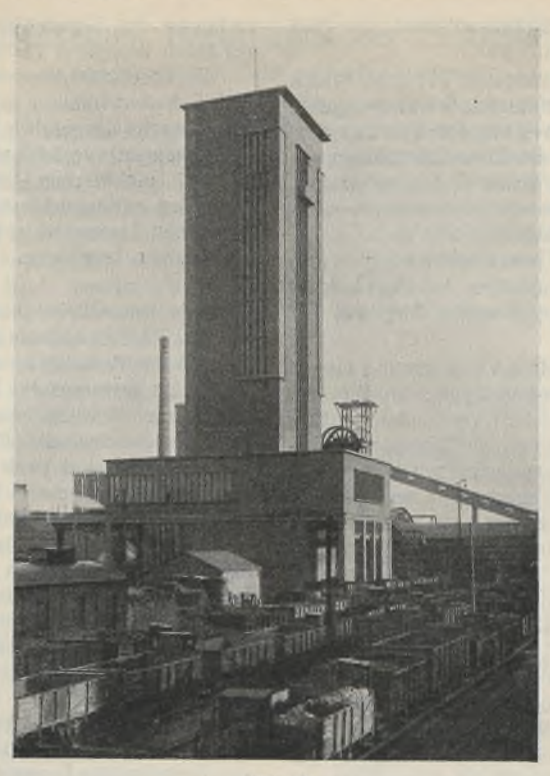


Abb. 3.

Die oberen beiden dieser gleichfalls von der Maschinenbau-Anstalt Humboldt gelieferten Laufkrane bestreichen die durch Klappen verschließbaren Einbauöffnungen, die in jeder Bühne so angeordnet sind, daß sie genau übereinander liegen. Es können also Gegenstände ohne abzusetzen von Flur bis zum Maschinenraum bezw. bis zur 45-m-Bühne hochgezogen werden.

Für den Personenverkehr ist außer den von Flur bis Maschinenraum laufenden bequemen Treppen in einer Ecke des Turmes ein elektrischer Personenaufzug eingebaut, der auch kleinere Lasten zu fördern vermag.

Besonders bemerkenswert ist auch, daß trotz der kleinen Grundfläche, auf der sich der Turm zu großer Höhe aufbaut, während des Betriebes nicht die geringsten Schwingungen des Turmes oder der einzelnen Glieder bemerkbar wurden. Auch bei voller Belastung und Geschwindigkeit der Maschine und plötzlichem Abbremsen zeigten sich keinerlei Bewegungen oder Erschütterungen des Turmes. Die konstruktive Durchbildung des Stahlgerüstes kann demnach als wohlgelungen bezeichnet werden.

Schließlich sei hier noch vermerkt, daß sich die Ausführung des Gerüstes in Stahl hinsichtlich Standsicherheit, Raumersparnis und Bodenbelastung als besonders vorteilhaft erwiesen hat.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Beanspruchungen englischer Eisenbahnbrücken.

Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. **R. Bernhard,** Berlin.

In allen größeren Eisenbahnländern haben in den letzten Jahren zahlreiche Versuche stattgefunden, welche die unter beweglichen Lasten auftretenden Spannungen an Brücken praktisch erfassen und theoretisch auswerten wollen. Eine genauere Bestimmung der Stoßzahlen, die den Übergang von der ruhenden auf die bewegliche Last berücksichtigen sollen, erfordert das eingehendste Studium aller dynamischen Wirkungen. Wegen der Vielheit der noch wenig erforschten Einzelheiten stoßen alle derartigen Untersuchungen zunächst noch auf große Schwierigkeiten.

Der jetzt im Druck erschienene, zahlreichen Versuchen aus den Jahren 1924 bis 1928 entnommene Bericht des englischen „Ausschusses für Brückenbeanspruchungen“,[1]) bietet eine Fülle von Anregungen auf diesem Gebiet. Er beschäftigt sich in der Hauptsache mit den Ergebnissen von statischen und dynamischen Durchbiegungsmessungen an etwa 52 verschiedenen stählernen Eisenbahnbrücken von 5 bis 100 m Spannweite.

Obgleich gerade die englischen Verhältnisse ziemlich erheblich von denen der deutschen Bahnen abweichen, enthält der Bericht doch auch für uns bemerkenswerte Ergebnisse.

Der über 200 Seiten starke, mit zahlreichen Abbildungen ausgestattete Bericht kann hier natürlich nur in kurzem Auszug wiedergegeben werden. Hinweise und Vergleiche mit den neuesten deutschen Versuchsergebnissen seien jedoch gleichzeitig mit eingeflochten.

In dem Bericht sind sowohl die praktischen Meßmethoden und ihre Ergebnisse, als auch die theoretischen Berechnungen mit ihren Schlußfolgerungen bis in alle Einzelheiten dargestellt.

Wie seinerzeit der im Jahre 1925 von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft ausgeschriebene Wettbewerb als Endergebnis feststellte,[2]) daß die eingereichten, vorwiegend mechanischen Spannungs- und Schwingungsmesser den an sie zu stellenden Forderungen nicht genügten, so haben auch die englischen Brückenmeßtechniker kein einwandfrei arbeitendes Meßgerät bisher entwickeln können.

Spannungsmesser: Es sind die beiden von dem obenerwähnten Preisgericht seinerzeit auch gründlich untersuchten Spannungsmesser, der „Fereday-Palmer“ und der „Cambridge-Apparat“, verwendet worden. Der „Fereday-Palmer“-Spannungsmesser, welcher auf der photographischen Aufnahme der Ablenkung eines Lichtstrahls durch Übertragung der Längenänderung auf einen kleinen Spiegel beruht, und das „Cambridge“-Instrument, welches die auftretenden Längenänderungen mittels einer Hebelübertragung auf einen Celluloidstreifen einritzt, neigen beide, wie der englische Bericht feststellt, zu stoßartigen Überanzeigen bei raschen Spannungschwankungen. Die Erklärung liegt in einer zu niedrigen Eigenschwingungszahl dieser Apparate. Eingehende Versuche an einer Schüttelanordnung, welche erlaubte, diesen Apparaten Dehnungschwankungen bis zu 200 Hertz (1 Hertz = 1 Schwingung je Sekunde) aufzuzwingen, sowie Schlagversuche der an einem I-Träger aufgespannten Apparate haben zu diesen ungünstigen Ergebnissen geführt.

Für Messungen an Brücken mit kleinen Spannweiten, bei denen, wie der englische Bericht ausführt, stoßartige Spannungschwankungen eher als bei großen Spannweiten auftreten, werden daher jegliche Apparate mit irgend einer mechanischen Vergrößerung als ungeeignet bezeichnet.

Es wird ganz allgemein bei solchen kurzen Brücken empfohlen, um derartige Stoßerregungen tunlichst zu vermeiden, Schienenstöße nicht auf der Brücke anzuordnen. Bei den Brücken der deutschen Eisenbahnen werden ja diese Schienenstöße durch Schweißung bereits fast allgemein beseitigt.

Ein sehr sinnreiches, rein elektrisches Spannungs-Meßverfahren, das auf der Induktionswirkung von Spulen beruht, deren Abstand und mithin Stromdurchfluß infolge der Dehnungsänderungen verändert und aufgezeichnet wird, muß als so verwickelt angesehen werden, daß es nur für Laboratoriumszwecke geeignet ist. Die Eichfähigkeit der verschiedenen zur Wechselstromerzeugung, Gleichrichtung sowie Verstärkung dienenden Röhren erscheint ebenfalls sehr zweifelhaft. Auch haben die Stahlmassen vorüberfahrender Belastungslokomotiven anscheinend magnetische Störungen hervorgerufen.

Als wesentlichste Beobachtung mit diesen drei Spannungsmessern sei die erneute Bestätigung der entlastenden Wirkung der Fahrbahn

[1]) „Report of the Bridge Stress Committee“. Department of Scientific & Industrial Research. London 1928.

[2]) Hort und Hülsenkamp, Untersuchung von Spannungs- und Schwingungsmessern für Brücken. Berlin 1928. Verlag der Verkehrswissenschaftlichen Lehrmittelgesellschaft bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.

in den Unter- bezw. Obergurtstäben der Hauptträger erwähnt, die ganz allgemein Durchschnittswerte von 25% aufweist.

Durchbiegungsmessungen: Die zuverlässigsten Versuche bilden auch hier nur die wegen ihrer verhältnismäßig niedrigen Schwingungszahl wesentlich leichter zu messenden Durchbiegungschwankungen. Die hierbei verwendeten Meßgeräte sind die üblichen Durchbiegungszeichner, deren Bewegung mit Hilfe eines am festen Boden befestigten Spanndrahtes auf das Registrierpapier übertragen wird, welches seinerseits an dem sich durchbiegenden Brückenteil starr befestigt ist.

Erwähnt seien hier die öfters beobachteten Torsionsschwingungen von Brücken, d. h. Durchbiegungen der Hauptträger in Gegenphase. Während der eine Hauptträger sich nach oben bewegte, bog sich der andere zur selben Zeit nach unten durch.

Schwingungsuntersuchungen: Als weitere Versuchsreihe mögen die Untersuchungen mit einem Erschütterungswagen, ähnlich wie ihn auch jetzt die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft verwendet,[3]) näher beschrieben werden. Mit Hilfe zweier, durch einen Elektromotor gegenläufig angetriebener, exzentrisch gelagerter Schwungscheiben können beliebig starke Kraftimpulse von verschiedener Frequenz auf das Brückenbauwerk ausgeübt werden. Man ist hierdurch in der Lage, die Eigenfrequenz einer Brücke auf einfache Weise festzustellen.

Lokomotivuntersuchungen: Derartige Versuche spielen für die englischen Brücken- und auch Lokomotivkonstrukteure eine ganz besonders wichtige Rolle, und es sei auf diese, dem Bauingenieur weniger bekannten Vorgänge etwas näher eingegangen. Sämtliche äußeren Kräfte der rein umlaufenden Massen einer Lokomotive (z. B. der Kuppelstangen) können durch Gegengewichte an den Rädern völlig ausgeglichen werden. Für hin- und hergehende Teile in wagerechter Richtung werden mit Hilfe solcher umlaufenden Ausgleichsgewichte zwar die hin- und hergehenden Kräfte vernichtet; es entstehen nun aber ungewollte Zusatzkräfte in lotrechter Richtung.

Während durch die technischen Vereinbarungen (TV) bei Lokomotivneubauten Schwankungen der Achsdrücke infolge derartiger, unausgeglichener, hin- und hergehender Teile der Maschinen, also in erster Linie von Kreuzkopf-, Pleuel- und Triebstangen, nur bis 15% zugelassen werden, gehen die englischen Lokomotivbauer von ganz anderen Gesichtspunkten aus. Nicht der Unterbau, also in erster Linie der Raddruck, sondern der ruhige Gang, die gleichmäßige Zugkraft der Maschine ist maßgebend. Die Engländer gleichen daher oft 60% der hin- und hergehenden Massen durch erhöhte Gegengewichte aus, deren lotrechte Komponente naturgemäß wesentlich größere Achsdruckschwankungen erzeugen.

Alle den TV beigetretenen Bahnverwaltungen lassen dagegen als Größtraddruck während der Höchstgeschwindigkeit einer z. B. für 20 t Achsdruck vorgesehenen Maschine höchstens $20\,t + 15\% = 23\,t$ zu.

Es sind etwa 38 verschiedene englische Lokomotivtypen untersucht worden, deren ungünstigste Gattungen mit 19,5 t statischem Achsdruck bei Überschreitung der Höchstgeschwindigkeit sogar Schwankungen bei sechs Umdrehungen je Sekunde bis zu $\pm$ 16 t aufweisen.

Der englische Ausdruck „Hammerschlagwirkung" (Hammer blow), welcher der Kürze wegen beibehalten werden soll, hat hier eine gewisse Berechtigung, wenngleich auch ein Abheben der Räder von der Schiene, also eine hammerschlagartige Wirkung kaum jemals eintreten wird. Die verminderte Reibungskraft bei Triebrädern kann jedoch eine unangenehme Wirkung in bezug auf die Zugkraft der Maschine leicht zur Folge haben.

Kritische Geschwindigkeiten: Schon geringe Kraftimpulse, z. B. Bruchteile einer Tonne, können zu sehr erheblichen Schwankungen des Bauwerks führen, falls sie im Gleichtakt (Resonanz) mit der Brückeneigenschwingung erfolgen. Eine bestimmte Umlaufzahl der Räder entspricht einer sogenannten kritischen Geschwindigkeit, deren gefährliche Kraftimpulse infolge der damit verbundenen Störungserscheinungen, insbesondere im englischen Brückenbau, also eine wichtige Rolle spielen.

Es ergaben sich bei den Versuchen zunächst zwei kritische Geschwindigkeiten für jede Brücke, je nachdem ob die abgefederte Masse der Lokomotive an den Schwingungsbewegungen der Brücke mit teilnahm oder nach Überwindung der Reibungskraft der Lokomotivfedern in Ruhe blieb. Ähnliche Beobachtungen sind bei den Versuchen des Reichsbahn-Zentralamts in Berlin ebenfalls gemacht worden und sollen späteren Berichten vorbehalten bleiben.

Alle anderen Stoßwirkungen, also z. B. durch Schienenstöße, schlechte Gleislage, Schlingerbewegungen der Fahrzeuge usf. verschwinden gegenüber diesen periodischen Kraftwirkungen. Es ist daher nicht verwunderlich, daß Lokomotivauswuchtmaschinen, die in Deutschland in dieser Form nicht üblich sind, bei allen größeren Lokomotivfabriken benutzt werden.

Neben der im Bericht eingehend beschriebenen theoretischen Berechnung der Impulswirkung wird ein derartiges praktisches Auswuchtverfahren besonders für Lokomotivneubauten eingehend beschrieben.

Es wäre wünschenswert, wenn diese Fragen gemeinsam von Brücken- und Lokomotivbauern genauer untersucht würden, wenngleich, wie anfangs bereits ausgeführt, die Auswirkungen in Deutschland nicht mit den englischen zu vergleichen sind.

Bei elektrischen Lokomotiven mit Einzelachsantrieb fallen diese Störungen naturgemäß völlig fort, bei 3- und noch besser bei 4-Zylinder-Maschinen lassen sie sich aus leicht erklärlichen Gründen ebenfalls fast vollkommen beseitigen.

Ergebnisse: Als Ergebnis der geschilderten Versuche seien folgende wesentliche Punkte hervorgehoben.

Bei kleinen Spannweiten unter 9 m tritt keine Vergrößerung durch dynamische Aufschaukelung der aus der „Hammerschlagwirkung" rein statisch zu berechnenden Durchbiegung ein. Die große Eigenschwingungszahl kurzer Brücken erfordert eine so hohe Umlaufzahl der Räder, d. h. kritische Geschwindigkeit, daß eine Resonanz kaum zur Auswirkung kommen kann und auch die Aufschaukelzeit während der Überfahrt der Lokomotive nicht ausreicht.

Ebenso ist bei sehr großen Spannweiten die „Hammerschlagwirkung", sehr gering, da den Brücken mit ihren verhältnismäßig kleinen Eigenschwingungszahlen eine langsame kritische Geschwindigkeit als Resonanzlage entspricht; die „Hammerschlagwirkung", die aber vom Quadrat der Radumdrehungszahl abhängt, verliert nun bei derartig kleinen Geschwindigkeiten ihre Wirksamkeit.

Nur Brücken mittlerer Spannweiten, von etwa 24 bis 36 m Länge, sind mithin diejenigen, bei welchen ein Zusammenfallen von Brückeneigenschwingung und „Hammerschlagwirkung" eintreten kann, was möglicherweise zu gefährlichen Resonanzschwingungen führen könnte.

Irgendwelche Ermüdungs- oder Alterungserscheinungen durch derartig häufigen Lastwechsel konnten in keinem Fall festgestellt werden. Es sei allerdings auf die Schwierigkeit der Beobachtung und vor allem den Nachweis solcher Erscheinungen hingewiesen.

Ferner sind Tabellen aufgestellt worden, welche die Lastenzüge in drei verschiedene Gruppen A, B und C einteilen und einen entsprechenden Zuschlag für die „Hammerschlagwirkung" verlangen.

Einheitslastenzug:

Lastengruppe	Einheitslasten des obigen Lastenzuges zu multiplizieren mit:	
	statische Lasten	Zuschlag infolge Hammerschlagwirkung bei fünf Umdrehungen je sek
A	18,2 t	4,5 t
B	14,5 t	11,4 t
C	13,6 t	13,6 t

Lastengruppe A entspricht den bereits gut ausbalancierten 3- und 4-Zylinder-Maschinen und den zukünftig besser auszuwuchtenden Neubauten, B allen bestehenden und zukünftigen 2-Zylinder-Maschinen und C den älteren verhältnismäßig leichten, aber schlecht ausgeglichenen 2-Zylinder-Typen.

Diese Zahlen, denen die ungünstigsten Zusammenstellungen, z. B. zweier in Resonanzgeschwindigkeit fahrender Lokomotiven einschließlich Zuschläge für Schienenstöße und Schlingerwirkungen zugrunde gelegt sind, stellen selbst für die englischen Verhältnisse eine erhebliche Erhöhung der Achslasten dar. Bei Lastengruppe C 100% Zuschlag. Die Annahme von zwei, sowohl in Resonanz mit der Brückeneigenschwingung als auch untereinander, d. h. mit derselben „Hammerschlagwirkung" fahrender Lokomotiven — was eine Phasenübereinstimmung auch für die hin- und hergehenden Teile voraussetzt — erscheint doch ein Ausnahmefall, der wohl kaum jemals eintreten wird, ganz abgesehen von der Tatsache, daß die vorgesehene Umdrehungszahl von 5 je sek bei 2,13 m Treibraddurchmesser einer außergewöhnlich hohen Geschwindigkeit von rd. 120 km/h entspricht.

Auf die deutschen Verhältnisse brauchen diese hohen Werte aus den oben angeführten Gründen keineswegs übertragen werden.

Ein näheres Eingehen auf die sehr ausführlichen theoretischen Berechnungen, insbesondere der Resonanzschwingungen sowie der zahlreichen daraus abgeleiteten Tabellen ist im Rahmen dieses Aufsatzes nicht möglich.

Das Studium des englischen Berichtes kann jedoch allen deutschen Brückeningenieuren, die sich mit diesem jungen, aber wichtigen Zweig der Brückendynamik näher befassen wollen, nur empfohlen werden.

---

[3]) Bernhard und Späth, Rein dynamische Verfahren zur Untersuchung der Beanspruchung von Bauwerken. „Stahlbau" 1929, Heft 6.

Alle Rechte vorbehalten.

Von den allgemeinen Grundlagen der Festigkeitsrechnung.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

I.

Den ersten Versuch einer Festigkeitsrechnung hat Galilei gemacht. Er untersucht den Biegewiderstand eines Freiträgers mit Rechteck- und Kreisquerschnitt, an dessen freiem Ende eine Einzellast P angreift, und gibt die Form eines Trägers gleichen Biegewiderstandes an (Discorsi 1638). Der Baustoff ist dabei als unelastisch betrachtet, die Lösung deshalb unvollständig. Immerhin darf das Jahr 1638 als Anfang der wissenschaftlichen Festigkeitslehre angesehen werden[1]).

Bahnbrechend wirkte Hooke mit der Aufstellung des Proportionalitätsgesetzes zwischen Belastung und Formänderung, das er in der Form „ut tensio sic vis“ im Jahre 1678 bekannt gab. In mathematischer Formulierung $\lambda = c P$ besagt das Hookesche Gesetz, daß die Verlängerung oder Verkürzung eines achsial gezogenen oder gedrückten Stabes der Zug- oder Druckkraft proportional ist. Die Grundbegriffe: Spannung = innere Kraft auf die Flächeneinheit, Dehnung = Verlängerung der Längeneinheit waren Hooke noch unbekannt.

Um die Lösung des Galileischen Problems haben sich im Laufe von zwei Jahrhunderten viele Köpfe bemüht. Mariotte, Leibnitz führen die Zug- und Druckelastizität der Balkenfasern ein, Jakob Bernoulli nimmt das Ebenbleiben der Querschnitte an (1705), Varignon rechnet als erster mit inneren Kräften auf die Flächeneinheit (1703). Coulomb stellt die Gleichgewichtsbedingungen für die äußeren und inneren Kräfte eines gebogenen Balkenstücks auf (1773), ohne jedoch über die Lage der Nulllinie ins Klare zu kommen.

Im Jahr 1807 bereitet Young die endgültige Fassung des Proportionalitätsgesetzes durch die Einführung des Elastizitätsmoduls E vor. Für den neuen Begriff E gibt Young die wenig anschauliche Erklärung als einer Säule aus dem gleichen Werkstoff, die auf ihre Grundfläche einen Druck auszuüben vermag, der sich zu der eine gewisse Zusammendrückung hervorrufenden Last verhält, wie die Länge der Werkstoffsäule zu der Verminderung ihrer Länge. Erst mit den Begriffen der Spannung und Dehnung erhält das Hookesche Gesetz die anschauliche Fassung: „Die Dehnung ist proportional der Spannung“. In der Formel $\varepsilon = \frac{1}{E} \cdot \sigma$ gibt E das Verhältnis $\frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{\text{innere Kraft auf die Flächeneinheit}}{\text{Verlängerung der Längeneinheit}}$ für einen bestimmten elastischen Bau- oder Werkstoff an.

Der Schub wird zuerst von Coulomb (1776) in den Bereich der Betrachtung gezogen, aber erst 1845 der Schubelastizitätsmodul von Stokes definiert.

Zur Nachprüfung des Proportionalitätsgesetzes hat schon Hooke einfache Versuche mit belasteten Drähten, zylindrischen Schraubenbolzen und Spiralfedern angegeben. Später haben Bülfinger (1729) und Riccati (1731) das elastische Verhalten der Körper durch Versuche festgestellt. Sie wollten sich nicht mehr auf philosophisch ersonnene Hypothesen verlassen, sondern bei der Natur selbst Aufschluß durch wiederholte Beobachtung suchen. Sie ersetzen die lineare Gleichung nach Hooke durch ein Exponential- und Potentialgesetz, letzteres für Gußeisen. Gerstner (1833) und Hodgkinson (1844) unterscheiden auf Grund von Versuchen zwischen gesamten bleibenden und federnden Formänderungen. Für die federnden nimmt Gerstner das Proportionalitätsgesetz als gültig an.

Auf dem Hookeschen Gesetz baut Navier in seiner Abhandlung „über die Gesetze des Gleichgewichts und der Bewegungen der festen elastischen Körper“ (1821 der Akademie der Wissenschaft in Paris vorgelegt) seine statischen Berechnungen auf. Gauchy ergänzt als Berichterstatter der Akademie die Arbeit Naviers durch die Einführung des Spannungsbegriffs und beschreibt damit die Spannungs- und Dehnungszustände in einem beliebigen Körperpunkt. In wenig Jahren brachten dann Navier, Poisson und Lamé die Elastizitätslehre auf die wissenschaftliche Höhe und beherrschende Stellung, die sie seitdem innehat. Mit Hilfe der Grundgleichung $\varepsilon = \frac{1}{E} \cdot \sigma$ wurde für Baustoffe, die sich hinreichend elastisch verhalten, die Biegegleichung für Stäbe $\sigma_b = \frac{M_a}{W}$ abgeleitet. Weiterhin ergaben sich mathematische Lösungen der verschiedensten technischen Aufgaben.

Die von Navier (1827) aus dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen gefolgerte allgemeine und einzige Bedingung für das Gleichgewicht zwischen den inneren und äußeren Kräften eines elastischen Körpers wird erstmals von Clapeyron auf Aufgaben der Festigkeitslehre angewandt, wobei er an Stelle der virtuellen die wirklichen elastischen Verschiebungen einführt. Indem er hierbei die Annahme eines spannungslosen Anfangszustandes macht und voraussetzt, daß in jedem Punkt des Körpers die anfängliche Temperatur herrscht, erhält er die Gleichung $1/_2\, Q\, r = A$, worin Q irgend eine äußere Kraft und r die Verschiebung ihres Angriffspunktes im Sinne von Q bezeichnet. Diese Gleichung nennt Lamé das Clapeyronsche Gesetz und hebt seine Wichtigkeit für die Statik der Bauwerke hervor. Maxwell entwickelt damit die erste allgemeine Theorie des Fachwerks, indem er für die Berechnung der statisch unbestimmten Größen Elastizitätsgleichungen aufstellt und den Satz von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen beweist. Durch Vergleichung der von den äußeren Kräften P und inneren Kräften S geleisteten Arbeiten

$$1/_2\, P\, \delta = 1/_2\, S\, \Delta s$$

(P und S als Kräfte aufgefaßt, die von Null aus allmählich anwachsen), kommt er zu der Grundgleichung

$$\Sigma P \delta = \Sigma S \Delta s.$$

Unabhängig von Maxwell hat A. Mohr (1874) auf kürzerem Wege die Elastizitäts- und Arbeitsgleichungen unter Benutzung des Prinzips der virtuellen Verrückungen abgeleitet. Schließlich hat Müller-Breslau (1886) nach einer Erweiterung des Maxwellschen Satzes die allgemeinen Elastizitätsgleichungen

$$L_a + \delta_a - \delta_{at} = \Sigma P_m \delta_{ma} - X_a \delta_{ma} - X_b \delta_{mb} - \ldots$$

und die allgemeinen Gleichungen der virtuellen Arbeit:

$$L' = \int \frac{M M'}{E J} \cdot ds + \int \frac{N N'}{E F} \cdot ds + x \int \frac{Q Q'}{G F} \cdot ds + \int \omega\, t^0 N'\, ds + \int \frac{\omega\, \Delta t^0}{h} \cdot M'\, ds$$

aufgestellt[2]).

Neben den Maxwellschen Sätzen bildeten die von Castigliano (1879) aufgestellten Sätze von der „Abgeleiteten der Formänderungsarbeit“ sowie „von der kleinsten Formänderungsarbeit“ die Grundpfeiler eines vollständigen Lehrgebäudes statisch unbestimmter Träger.

Mit den allgemeinen Elastizitäts- und Arbeitsgleichungen können die Spannungen und Formänderungen in einem beliebig geformten Träger oder Tragwerk ermittelt werden, sofern nur der Bau- oder Werkstoff dem Proportionalitätsgesetz gehorcht und die Formänderungen genügend klein, genauer die Spannungen unterhalb der Elastizitätsgrenze liegen. Die Elastizitäts- und Arbeitsgleichungen dürfen aber auch auf Körper und Konstruktionen, aus verschiedenartig zusammengesetzten Baustoffen (z. B. Mauerwerk, Eisenbeton, . . .), die dem Proportionalitätsgesetz nicht genügen, angewandt werden, nachdem durch Messungen gezeigt wurde, daß die übliche Formänderungslehre auch hierfür praktisch brauchbare Ergebnisse liefert. Der Erfolg der neueren Berechnungsmethoden ist wesentlich durch die Einfachheit des Elastizitätsgesetzes bedingt.

Während die auf elastischen Vorgängen fußende mathematische Behandlung von Festigkeitsaufgaben weitgehend ausgebaut wurde, blieb die Erforschung der überelastischen Vorgänge und der Bruchbedingungen und der von diesen ausgehenden Berechnungsmethoden zurück. Mannigfache Versuche zur Aufstellung einer allgemeingültigen Theorie der Bruchgefahr hatten keinen Erfolg. Mangels brauchbarer Unterlagen hat man sich mit mehr oder weniger zutreffenden Festigkeitsannahmen oder Festigkeitshypothesen begnügt.

Die Frage: welche Umstände bedingen den Eintritt des Bruchs oder der Elastizitätsgrenze, ist erst in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts in allgemeiner Form gestellt worden. Die Schwierigkeiten der umfassenden Behandlung des Festigkeitsproblems ergeben sich schon aus der Tatsache, daß trotz der durch mikroskopische Untersuchung und Röntgenbestrahlung erweiterten Erkenntnisse bezüglich des Aufbaues der Stoffe über die Bedingungen, unter denen bleibende Formänderungen bis zum Bruch eintreten, auch heute noch nichts Endgültiges ausgesagt werden kann[3]).

Die erste Hypothese über die Bruchgefahr wird auf Mariotte (1860) zurückgeführt. Sie besagt, daß der Bruch eintritt, wenn der ursprüngliche Abstand zweier Stoffteilchen eine gewisse Größe erlangt hat, oder in der jeweiligen Ausdrucksweise, wenn die größte Dehnung einen gewissen, dem jeweiligen Stoff eigentümlichen Grenzwert erreicht hat. Die Größtdehnungshypothese, nach welcher die größte positive Hauptdehnung als Maß der gefährlichen Anstrengung gelten soll, ist später von de St. Venant (1837) und Poncelet (1839) ausgebaut, in Deutschland von Grashoff und Bach übernommen worden. Bei dieser Hypothese wird unterstellt, daß der Bruch durch Trennung erfolgt. Gleitbrüche, denen stets größere bleibende Formänderungen vorangehen, und die durch Abgleiten in Bruchflächen eintreten, sowie Verschiebungsbrüche, die als eine Vermischung von Trenn- und Gleitbruch angesprochen werden dürfen, können aus der Dehnungshypothese nicht erklärt werden.

[1]) M. Ensslin, Die Festigkeitsaufgabe und ihre Behandlung, Z. d. V. d. I., Bd. 71, Nr. 43, 1927.

[2]) Müller-Breslau, Die neueren Methoden der Festigkeitslehre, 1. bis 5. Aufl.

[3]) M. Ensslin, Die Grundlagen der theoretischen Festigkeitslehre, Z. d. V. d. I., Bd. 72, Heft 45, 1928.

Lamé, Clapeyron, Maxwell und Hodgkinson haben dagegen den Eintritt des Bruchs einer Grenzspannung zugeschrieben. Nach ihrer Meinung tritt der Bruch ein, wenn an irgend einer Stelle die größte Normalspannung einen dem jeweiligen Stoff eigentümlichen Grenzwert erreicht. Die Größt- oder Normalspannungshypothese (entsprechend der Rankineschen Formel), nach welcher für die Anstrengung der Stoffe die absolut größte Hauptspannung maßgebend ist, kann nur für Trennungsbrüche und auch hierfür nur angenähert in Betracht kommen, dagegen nicht für Gleitbrüche. Sie ist außerdem weniger umfassend als die Dehnungshypothese, die auch Querdehnungen in Rücksicht zu ziehen gestattet.

Coulomb ist der erste, der (1776) den Schub in den Betrachtungsbereich zieht, ohne aber zu der Bestimmung des Schubelastizitätsmoduls zu gelangen. Er begründet die nach ihm benannte Coulombsche Schubhypothese, indem er den Gleitungsbruch spröder Stoffe (z. B. Stein, Gußeisen, . . .) mit dem Auftreten von Grenzschubspannungen in Zusammenhang bringt. Er stellt sich den tangentialen Widerstand beim Gleiten (Gleitwiderstand der Bruchfläche) nach der Art der gleitenden Reibung fester Körper vor, die er dem Normaldruck proportional fand. Solange die Schubspannung der Gleitebene

$$\tau < k_s + \mu\,\sigma_n,$$

k_s = Kohäsionskonstante = reine Schubfestigkeit, die in einer von Normalspannungen freien Bruchgleitfläche auftritt,

μ = Ziffer der inneren Reibung (nicht zu verwechseln mit der Ziffer der gleitenden Reibung),

$\pm\sigma_n = \left\{\begin{matrix}\text{Zug-}\\ \text{Druck-}\end{matrix}\right\}$ spannung normal zur Bruchfläche

herrscht Gleichgewicht.

Die Grenzschubspannung ist

$$\tau_g = k_s.$$

In der Fläche mit $\operatorname{tg}\varphi = \frac{1}{\mu}$ wird der Reibungswiderstand zuerst überwunden.

Die Coulombsche Schubhypothese wurde 1882 von Mohr[4]) verallgemeinert. Nach Mohr ist der Eintritt des ersten bleibenden Gleitens oder des Bruchs von der in der Gleit- oder Bruchfläche herrschenden Tangentialspannung und damit von der in der Gleit- oder Bruchfläche auftretenden Normalspannung abhängig. Während Coulomb von Reibung in der Bruchfläche spricht, vermeidet Mohr eine physikalische Deutung. Dagegen weist Mohr nachdrücklichst auf den Sonderfall seiner verallgemeinerten Hypothese, die reine Schubhypothese hin, der zufolge die Gleit- oder Bruchgrenze erreicht wird, wenn die größte Tangentialspannung eine dem Stoff und seinem Zustand eigentümliche Größe erlangt.

Die von Mohr den Versuchen angepaßte Schubhypothese lautet:

1. Die Elastizitätsgrenze und die Bruchgrenze eines Materials werden bestimmt durch die Spannungen der Gleit- und Bruchflächen.
2. Die Schubspannung der Gleitfläche erreicht an der Grenze einen von der Normalspannung und der Materialbeschaffenheit abhängigen Größtwert.
3. Jede in einem Körperpunkt entstehende Gleitfläche geht durch die Richtung der mittleren Hauptspannung. Die mittlere Hauptspannung ist somit ohne Einfluß.

Mohr veranschaulicht den Spannungszustand bei einer bestimmten Belastung und den Bruchzustand durch Spannungskreise und zeigt den Zusammenhang zwischen Hauptspannungen und Gleitflächenrichtungen.

Er betrachtet ein Prisma ABC (Abb. 1) von der Höhe 1, in dessen wagerechten und lotrechten Seitenflächen AB und BC die Kräfte

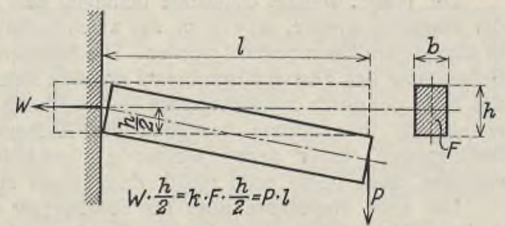


Abb. 1. Balkenbiegung nach Galilei.

$$\sigma_1 \cdot 1,\quad \tau_1 \cdot 1,\quad \sigma_2 \cdot 1 \cdot \operatorname{tg}\alpha,\quad \tau_2 \cdot 1 \cdot \operatorname{tg}\alpha = -\tau_1 \cdot 1 \cdot \operatorname{tg}\alpha$$

wirken, die mit den Kräften in der Fläche AC

$$\sigma \cdot \frac{1}{\cos\alpha},\quad \tau \cdot \frac{1}{\cos\alpha}$$

im Gleichgewicht sind, also ein geschlossenes Krafteck bilden (Abb. 2). Da für jeden anderen Winkel α die

$$\sigma_1,\ \tau_1 \quad \text{und} \quad \sigma_2,\ \tau_2$$

unverändert bleiben, so ist der geometrische Ort aller zu ein und demselben Spannungszustande gehörigen Punkte

$$(\sigma_1,\ \tau_2),\quad (\sigma_2,\ \tau_2) \quad \text{und} \quad (\sigma,\ \tau)$$

ein Kreis, dessen Mittelpunkt auf der X-Achse liegt.

[4]) O. Mohr, Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials. Z. d. V. D. I., 1900. Abhandlungen aus dem Gebiet der Technischen Mechanik 1905/1914.

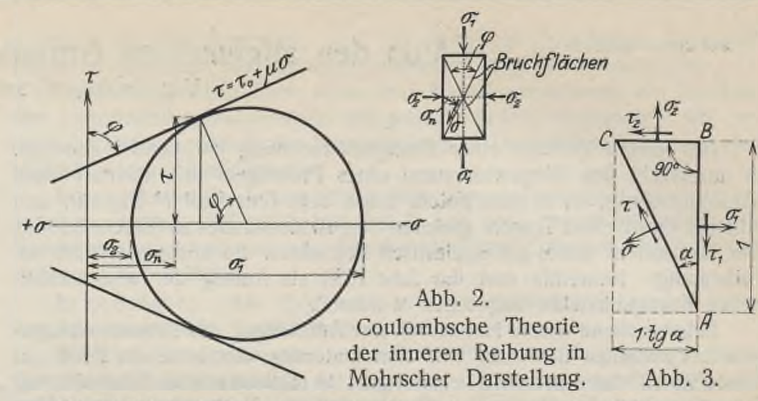


Abb. 2. Coulombsche Theorie der inneren Reibung in Mohrscher Darstellung.

Abb. 3.

Die Größt- und Kleinstwerte der Normalspannungen σ, die sogenannten Hauptspannungen, ergeben sich nach Abb. 4 als Abszissen der Kreispunkte auf der X-Achse für $\tau = 0$ zu

$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\right)^2 + \tau_1^2},$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\right)^2 + \tau_1^2}.$$

Die Größtwerte der positiven und negativen Schubspannungen als Kreishalbmesser aus:

$$\tau_{\max} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\right)^2 + \tau_1^2}.$$

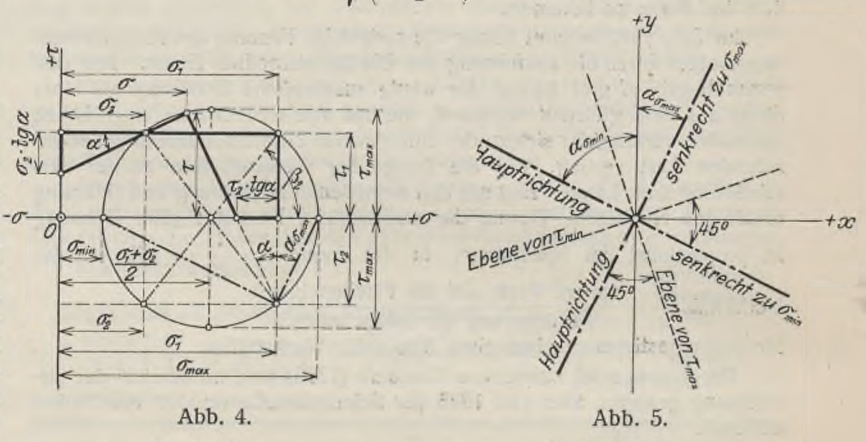


Abb. 4. Abb. 5.

Die zu den Hauptspannungen gehörigen Winkel $\alpha_{\sigma_{\max}}$ und $\alpha_{\sigma_{\min}}$ der Seitenflächen, auf denen die Hauptspannungen senkrecht stehen, ergeben sich aus den Verbindungslinien $(\sigma_1,\ \tau_2)$ mit den Kreispunkten $\sigma_{\min}$ und $\sigma_{\max}$ auf der X-Achse und mit Hilfe der Gleichung

$$\operatorname{tg}\beta_2 = 2\operatorname{tg}\alpha_{\sigma_{\max}} = \frac{2\,\tau_1}{\sigma_1 - \sigma_2}.$$

Es gibt immer zwei um 90° gegeneinander verdrehte Flächen, die dieser Bedingung genügen. Die Ebene, in denen die größten positiven und negativen $\tau_{\max}$ auftreten, sind gegenüber den Hauptrichtungen um 45 bezw. 135° verdreht.

Nach Mohr kann jeder Baustoff durch eine bestimmte Funktion $\tau_{\max} = f(\sigma)$ gekennzeichnet werden. Bleibt $\tau_{\max} < f(\sigma)$, so herrscht rein elastisches Gleichgewicht. Für die Gleitflächen kommen nur Ebenen durch die mittlere Achse des Spannungsellipsoids in Betracht. Auf die Elastizitätsgrenze sind nur die beiden extremen Hauptspannungen σ_z und σ_d von Einfluß. Die Grenzkurve $\tau_{\max} = f(\sigma)$ ergibt sich im σ, τ-Koordinatsystem als Umhüllende aller Kreise, die der Elastizitätsgrenze entsprechen. Die Lage der Gleitebenen in bezug auf die Hauptspannungen folgt aus der Bedingung, daß die Hauptspannungsrichtungen die Winkel zwischen zwei Gleitebenen halbieren.

Z = Zugfestigkeitskreis. D = Druckfestigkeitskreis. V = Torsionskreis mit Mittelpunkt im Koordinatenursprung O. $\overline{OS}$ = Schubfestigkeit.

Abb. 6.

Die Grenzzustände in Mohrscher Darstellung liefern eine Hüllkurve, welche durch Versuche zu ermitteln ist. Der Punkt, in dem der Spannungskreis die Hüllkurve berührt,

gibt die Normalspannung sowie die Schubspannung der Gleitfläche an, deren Orientierung durch die Winkel φ bezw. $\frac{\varphi}{2}$ bestimmt ist.

Ist also von einem Körperpunkt der Spannungszustand z. B. σ_1, τ_1 und σ_2, τ_2 in zwei rechtwinklig aufeinander stehenden Ebenen bekannt, so ist der Spannungskreis und damit auch Größe und Richtung der Hauptspannungen σ_{max} und σ_{min} oder $\pm \tau_{max}$ bestimmt (Abb. 7). Wird nun in diesem Körperpunkt eine bestimmte Spannungsgrenze

$$\tau_{max} = f(\sigma)$$

überschritten, so bildet sich nach der Mohrschen Hypothese ein Gleitflächenpaar heraus, wobei die Hauptspannungsrichtungen als Winkelhalbierende der Gleitflächen erscheinen.

Abb. 7.

Neben den Hypothesen, die aus den Formänderungen den kritischen Spannungszustand auf geometrischem Wege herleiten, sind neuerdings Bruchhypothesen aufgestellt worden, die von der Formänderungsarbeit ausgehen. Von diesen Hypothesen ist zunächst die von Beltrami (1885) zu erwähnen, die besagt, daß die Streck- oder Stauchgrenze erreicht wird, wenn die von der Raumeinheit aufgenommene elastische Arbeit einen bestimmten, von den Stoffeigenschaften und dem jeweiligen Zustand abhängigen Grenzwert erreicht.

T. A. Huber [5]) zerlegt 1904 die elastische Arbeit in die Raumänderungsarbeit A_v, hervorgerufen von der mittleren Spannung $\bar{\sigma} = \frac{1}{3}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz})$ und in die ohne Raum- und Dichteänderung sich vollziehende Gestaltänderungs- oder Gleitungsarbeit A_g, hervorgerufen durch Tangentialspannungen allein. Für alle Spannungszustände mit Raumvergrößerung, z. B. bei reinem Zug, erreicht nach Huber die Gesamtformänderungsarbeit

$$A = \underset{\text{(Volumänderungsarbeit)}}{A_v} + \underset{\text{(Gestaltänderungsarbeit)}}{A_g}$$

an der Fließgrenze einen dem Werkstoff eigentümlichen Grenzwert, dagegen soll für alle Spannungszustände, die mit Raumverkleinerung verbunden sind (z. B. bei allseitigem Druck), A_g maßgebend sein. In den Hauptspannungen σ_1, σ_2 und σ_3 ausgedrückt, ist

$$A = A_v + A_g = \frac{1}{2E}(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2) - \frac{1}{mE}(\sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_3\sigma_1)$$

$$A_v = \frac{3(m-2)}{2mE}\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}\right)^2$$

$$A_g = \frac{m+1}{3mE}(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_3\sigma_1).$$

Bezeichnet man die Grenzspannung an der Fließgrenze beim einachsigen Zugversuch mit $2K$ (der doppelte Betrag der maximalen Schubspannung K), so lautet die Plastizitätsbedingung

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_3\sigma_1 = 4K^2.$$

1907 tritt Girtler für die Arbeitshypothese ein. Schleicher [6]) erweitert (1925) die Hypothese Beltramis durch die Annahme, daß der Grenzwert der spezifischen elastischen Arbeit von der mittleren Spannung $\bar{\sigma}$ abhängig ist, und erreicht damit eine größere Anpassungsfähigkeit an die Versuchsergebnisse mit spröden Stoffen als Huber. Das Maß für die Höhe der Beanspruchung ist hiernach die gesamte in der Raumeinheit aufgespeicherte Formänderungsarbeit A oder auch die Gestaltänderungsarbeit. Die der Elastizitäts- bezw. der Fließgrenze entsprechende Vergleichspannung $\sigma_e = \sqrt{2EA}$ oder $\sigma_g = \sqrt{6GA_g}$ hat jedoch erfahrungsgemäß keinen für alle Spannungszustände konstanten Wert, sondern ist eine Funktion der mittleren Normalspannung $\bar{\sigma} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$. Diese Funktion ist für jeden Stoff durch Versuche zu ermitteln. Eine der Hypothese Schleichers ähnliche Plastizitätsbedingung rührt von Mises (1925) her. Guest führt Versuche über zusammengesetzte Beanspruchung durch, um die Festigkeitshypothese nachzuprüfen. Weiter sind die Versuche von Bach, Föppl, v. Karmann, Lodes, Scotle, Mason, Smith, Ros zu erwähnen. Guest [7]) hat an dünnwandigen Hohlzylindern, die auf Zug allein, Drehung allein, inneren Überdruck allein, auf Zug und Drehung, inneren Druck und Drehung, inneren Zug und Druck beansprucht wurden, gefunden, daß die Streckgrenze eintritt, wenn die Größtschubspannung $\tau_{max} = \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} = K$ einen bestimmten, dem jeweiligen Werkstoff eigentümlichen Grenzwert erreicht, und daß die gleichzeitig in der Fläche von τ_{max} auftretende Normalspannung keinen merklichen Einfluß ausübt. Die an Flußeisen, weichem Stahl sowie an Messung gemachte Feststellung entspricht der Größtschubspannungshypothese. Sie vermag — auf den Bruch übertragen — die Entstehung von Gleitungsbrüchen zu erklären, die sich in der Ebene der größten Tangentialspannung ausbilden, bei anderer Stellung der Gleitbruchfläche muß die Hypothese nach Mohr erweitert werden, die den Einfluß der in der Gleitfläche gleichzeitig herrschenden Normalspannung auf den Eintritt der Gleitgrenze und die Stellung der Gleitfläche berücksichtigt. v. Karmann fand bei Versuchen mit Sandstein und Marmor unter allseitigem Druck, Gehler bei Versuchen mit Betonwürfeln, Ros bei Versuchen mit spröden Bau- und Werkstoffen, wie Marmor, Zement, Zementmörtel, Porzellan, Kunstharz und Gips, die Mohrsche Schubhypothese weitgehend bestätigt. v. Karmann [8]) macht bei seinen Versuchen Feststellungen, die auf den Einfluß der mittleren Hauptspannung hindeuten. Böcker [9]) setzt die Versuche v. Karmanns fort, und zwar an Marmorzylindern unter Manteldruck und Längsdruck, ferner unter Verdrehung mit Manteldruck mit und ohne Achsialdruck, ferner an Zinkzylindern unter Mantel- und Längsdruck, z. T. auch mit achsialer Verlängerung, und findet die Karmannschen Feststellungen bestätigt. Auch Lode findet bei Versuchen an dünnwandigen gußeisernen Rohren unter Innendruck und Längszug, daß die mittlere Hauptspannung den Eintritt der Fließgrenze beeinflußt. Da die mittlere Hauptnormalspannung nach der einfachen und erweiterten Schubhypothese keinen Einfluß auf die Bruch- und Fließgefahr hat, so ist der Geltungsbereich beschränkt. Dagegen kommt der Einfluß der mittleren Hauptspannung in der Dehnungs- und in den Arbeitshypothesen zum Ausdruck.[10]) Auf dem Grundgedanken der Dehnungshypothese hat G. D. Sandel (1928) eine neue Hypothese abgeleitet, indem er die „resultierende Dehnung" bezw. die „resultierende Verlagerung"

$$= \sqrt{\varepsilon_1^2 + \varepsilon_2^2 + \varepsilon_3^2}$$

als Maß der Anstrengung bezeichnet. Die vermittels der Hauptspannungen ausgedrückte Beziehung lautet:

$$\frac{(m-2)^2}{m^2+2} \cdot p^2 + \frac{2(m+1)^2}{3(m^2+2)}(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_3\sigma_1) = 4K^2,$$

worin $p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$ und $2K$ die ins Auge gefaßte Grenzspannung für den einachsigen Zug bedeutet. Für $m = 2$ geht die Sandelsche Hypothese in die Hubersche Hypothese von der konstanten Gestaltänderungsenergie über. Nach dem derzeitigen Stand der Versuchsforschung wird der Fließvorgang der Werkstoffe im plastischen Zustand durch die Hypothese von der Gestaltänderungsarbeit (Huber) gekennzeichnet, während für den Gleitbruch der spröden Stoffe oder besser, der Stoffe im spröden Zustande die Mohrsche Hypothese das beste Bild zu geben scheint.[11])

Zusammenfassend ist zu sagen, daß es heute eine alle Stoffe und alle Brucherscheinungen umfassende allgemeingültige Festigkeitshypothese nicht gibt und bei der Verschiedenartigkeit der durch Versuche auf Zug-, Druck-, Biegungs-, Verdrehungs- und beliebig zusammengesetzte Beanspruchungen festgestellten Brucherscheinungen auch nicht zu geben scheint. Die Umstände, die den Eintritt des Bruchs bedingen, sind eben verschieden, vom inneren Aufbau der Stoffe und dem jeweiligen Temperatur- und Spannungszustand abhängig, weiterhin auch von der Formänderungsgeschwindigkeit beeinflußt. So zeigen z. B. Werkstoffe in sprödem Zustand bei einfachem Zugversuch einen Trennungsbruch senkrecht zur Kraftrichtung, bei Verdrehung einen schraubenlinienförmig verlaufenden Trennungsbruch (z. B. Gußeisen). Werkstoffe mit plastischem Verhalten (z. B. Flußstahl) zeigen ruckartig gerissen einen Trennungsbruch, langsam gerissen einen Gleitbruch. Steine verhalten sich unter gewöhnlichem Druck spröde, unter hohem allseitigen Druck zähe. Ein und der gleiche Werkstoff kann sich in einem Zustand zäh, in einem anderen spröde verhalten (z. B. Glas in rotglühendem Zustand zäh, in kaltem Zustand spröde). Zähigkeit und Sprödigkeit — gekennzeichnet durch Gleitungs- und Trennungsbruch — sind also nicht als Grundeigenschaften bestimmter Stoffe und Stoffgruppen anzusehen. Die vielgestaltige Wirklichkeit bezüglich der Brucherscheinung läßt sich nicht durch eine Hypothese erfassen, es bleibt nur der Weg des Versuchs mit einfacher und zusammengesetzter Beanspruchung der verschiedenen Stoffe in den verschiedenen Zuständen. Durch Versuche mit zusammengesetzter Beanspruchung ist nachzuprüfen, ob und unter welchen Voraussetzungen die in Vorschlag gebrachten Festigkeitshypothesen der Wirklichkeit mit hinreichender An-

[5]) M. T. Huber, Die spezifische Formänderungsarbeit als Maß der Anstrengung eines Materials, Lemberg 1904.

[6]) F. Schleicher, Der Spannungszustand an der Fließgrenze (Plastizitätsbedingung). Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, Bd. 6, Heft 3, 1926.

[7]) J. Guest, Philosophical Magazin, Bd. 50, 1900.

[8]) v. Karmann, Festigkeitsversuche unter allseitigem Druck. Forschungsarbeiten V. D. I., Heft 118, 1912.

[9]) R. Böcker, Die Mechanik der Formänderung in kristallinisch aufgebauten Körpern. Forschungsarbeiten V. D. I., Heft 175/176, 1915.

[10]) G. D. Sandel, Die Frage der Fließgefahr. Chemnitz 1928.

[11]) M. Roš und A. Aichinger, Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr. Diskussionsberichte Nr. 14 u. 28 des E. M. P. A. an der E. T. H., Zürich.

näherung entsprechen, dazu können die Ergebnisse der einfachen Zug-, Druck- und Verdrehungsversuche herangezogen werden, weil in den verschiedenen Festigkeitshypothesen das Verhältnis zwischen Zug- und Drehstreckgrenze eindeutig festgelegt ist.

II.

Die Bemessung eines Bau- oder Maschinenteils hat verschiedenen Anforderungen zu genügen. Die erste Forderung, die praktisch an alle Bau- und Maschinenteile gestellt wird, ist: Unter dem Zusammenwirken der äußeren Kräfte in ungünstigster Zusammenstellung und den sonstigen Einwirkungen (Temperatur) darf kein Bruch eintreten. Die Forderung der „Bruchsicherheit" ist nicht immer ausreichend für die Gebrauchsfähigkeit. Für viele praktische Verwendungszwecke kommt die Forderung hinzu, daß die Gesamtformänderungen des belasteten Teils innerhalb der Grenzen bleiben, die durch den besonderen Zweck und den Zusammenhang mit anderen Teilen gesteckt sind. In wieder anderen Fällen wird rein elastisches Verhalten verlangt. Um an Masse zu sparen, wird gefordert, daß der Baustoff an allen einzelnen Stellen eines Bauteils möglichst gleich gut ausgenutzt wird. Auf ganze Bauwerke bezogen lautet die Forderung: In allen Teilen eines Tragwerks ist tunlichst gleicher Sicherheitsgrad anzustreben[12]. Schließlich können auch Rücksichten auf Herstellbarkeit und die Wirtschaftlichkeit der Fertigung, Weiterverarbeitung und Montierung, bestehende Normen, Förderbarkeit und Platzbedarf, Abnutzung und Verschleiß, Unterhaltung im Betrieb usw. ausschlaggebend sein.

Für die weiteren Erörterungen kommen nur die Forderungen in Betracht, die unter die Festigkeitslehre fallen, bei denen also für die Bemessung die Bruchfestigkeit oder die Verformungsgrenze, oder die Streckgrenze oder die Elastizitätsgrenze maßgebend ist.

Solange die Anstrengungen unter der Elastizitätsgrenze bleiben, besteht im allgemeinen keine Bruchgefahr. Dagegen können überelastische Spannungen den Bruch herbeiführen. Oftmals wiederholte Belastungen im gleichen Sinn, von Null bis zu einem gewissen Grenzwert ansteigend und wieder auf Null zurückgehend, ergeben den Dauer- oder Ermüdungsbruch, der unter der beim gewöhnlichen Bruchversuch erzielten „statischen Bruchfestigkeit" liegt. Noch niedrigere Bruchfestigkeitswerte (Schwingungsfestigkeiten) ergeben sich bei oftmals wiederholten Schwingungen, d. h. rasch hintereinander folgenden Belastungen im entgegengesetzten Sinne (Wechselbelastungen).

Als Beanspruchungsgrenzen kommen hiernach — soweit Festigkeitsrücksichten den Ausschag geben — in Betracht:

a) die statische Bruchfestigkeit bei einmaliger, rein statischer Beanspruchung,
b) die Dauer- oder Ermüdungsfestigkeit bei oftmals wiederholter Beanspruchung in gleichem Sinne,
c) die Schwingungsfestigkeit bei oftmals wiederholtem, raschem Wechsel der Beanspruchung von gleicher Größe, aber im entgegengesetzten Sinn, außerdem noch
d) die Vibrationsfestigkeit bei oftmals wiederholter Beanspruchung bis zu einer bestimmten Größe, verbunden mit Schwingungen.

Ruhende, rein statische Belastung (Eigengewicht allein, ohne veränderliche Nutzlast) kommt verhältnismäßig selten vor (z. B. bei Futtermauern und im Hochbau). Bei Stütz- und Staumauern, sowie bei Nutzdecken des Hochbaues und bei Wasserleitungsbrücken ist die Belastung in der Hauptsache ruhend, aber z. T. veränderlich. Bei den Straßen- und Bahnbrücken kommen zu den ruhenden Lasten (ständige Lasten) die dynamischen Einwirkungen bewegter Lasten hinzu. Im Maschinenbau ist pulsierende und schwingende Belastung häufig. Vibrationserscheinungen treten bei allen dynamisch beanspruchten Bauwerken und Maschinen, insbesondere bei Flugzeugen und bei schnellaufenden Rotationsmaschinen auf.

Eine Ausnahme bilden einmalige, gewaltsame Einwirkungen, Zusammenstoß, Beschuß, Explosion, plötzliche Bremsung, . . . , die zu Gewaltbrüchen führen können. Gewaltbrüche kommen immer wieder vor; gegen ihre Folgen kann man sich weder durch die Wahl des Werkstoffs noch durch starke Bemessung schützen, sie kommen daher für die Aufstellung von allgemeinen Bemessungsregeln oder Anforderungen an den Werkstoff nicht in Betracht.

Bei geringen äußeren Kräften verhalten sich fast alle festen Stoffe elastisch, d. h. mit dem Verschwinden der äußeren Einwirkung nimmt der Körper seine ursprüngliche Form wieder an. Nur bezüglich der Größe der elastischen Formänderung ergeben sich bei gleichen Anstrengungen erhebliche Unterschiede. Mit zunehmenden Kräften verhalten sich die Stoffe und Stoffgruppen verschieden. Neben Stoffen, die sich weiter elestisch verhalten (z. B. Gummi), gibt es Stoffe mit sprödem Verhalten, die plötzlich ohne Voranzeige entzwei gehen (z. B. Glas), andere Stoffe mit plastischem Verhalten, bei denen auf einer bestimmten Anstrengung die Formänderungen stark zunehmen (z. B. Flußstahl), wieder andere Stoffe mit zähem Verhalten, die über einer gewissen Anstrengung unter Steigerung des Formänderungswiderstandes bildsam sind (z. B. Kupfer).

Das verschiedenartige Verhalten ist in Abb. 8 durch typische Spannungsdehnungslinien veranschaulicht.

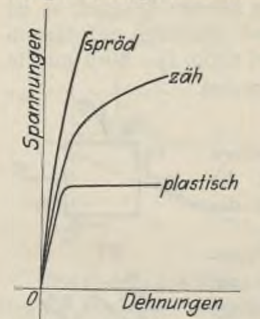


Abb. 8. Spannungsdehnungslinien, spröd, zäh, elastisch.

Ein und derselbe Werkstoff kann in einem Zustand zähe, wieder in einem anderen spröde sein. So können z. B. die Metalle durch Wärmebehandlung in die verschiedenen Zustände gebracht werden. Man kann also nicht von elastischen, zähen und spröden Stoffen sprechen, sondern nur von elastischem, zähem, plastischem oder sprödem Verhalten unter einer bestimmten Anstrengung in einem bestimmten Zustand.

Unter den Belastungen treten neben den Formänderungen auch Temperaturänderungen ein. So ist z. B. beim Zugversuch unter der Elastizitätsspannungsgrenze Unterkühlung, bei Druckversuchen Erwärmung beobachtet worden. Bei Beanspruchungen über die Elastizitätsgrenze hinaus findet in beiden Fällen eine Erwärmung statt.

Diese Beobachtungen und die überelastischen, bleibenden Verformungen weisen auf innere Veränderungen der Stoffe hin. Deutlich zeigt sich das bei Dauerversuchen. So ist durch Dauerzugversuche mit Baustählen innerhalb gewisser Grenzen eine Erhöhung der Elastizitätsgrenze festgestellt worden[13]. Weitere Beobachtungen[14] an verschiedenen Baustoffen ergaben, daß bei regelmäßiger Wiederholung von Belastungen im gleichen Sinn innerhalb gewisser Grenzen die bleibenden Dehnungen mehr oder weniger rasch einen Grenzwert annehmen, so daß nur noch federnde Dehnungen auftreten, daß sich also im Baustoff allmählich ein Zustand mit rein elastischen Formänderungen herausbildet. Werden nach dem Eintritt eines solchen Ausgleichzustandes die Grenzen der Belastung erweitert, so treten neben federnden Formänderungen neue bleibende Formänderungen hinzu, die entweder wieder einen Grenzwert erreichen oder aber fortdauernd wachsen, bis der Bruch eintritt. Ganz anderes Verhalten zeigen die gleichen Stoffe bei Wechselbelastungen, d. h. oftmals wiederholte Belastungen derart, daß die Spannungen in rascher Folge von einem größten negativen Wert stets wachsen bis zu einem größten positiven Wert und umgekehrt wieder abnehmen. Biegeschwingungsversuche ergaben, daß die Differenzen der Spannungen, die die Schwingungen eingrenzen, für die Zerstörung des Zusammenhanges maßgebend sind[15] und daß kleine Überschreitungen der Elastizitätsgrenze bei Wechselbelastungen zum Bruch führen können. Durch die mit dem Vorgang verbundene Erwärmung (Dämpfung) scheinen bleibende Verformungen erst von einer gewissen Größe ab gefährlich zu werden. Man vermutet, daß unter der Wirkung der erhöhten Temperatur beginnende innere Zerrüttungsvorgänge des bleibend verformten Werkstoffs ausgeglichen werden:

Bei oftmals wiederholter gleichsinniger Belastung tritt also unter einer gewissen Belastungsgrenze Verfestigung über dieser Grenze Ermüdung und Bruch ein. Die Ermüdungsgrenze ergibt sich aus einem Wechselspiel von Verfestigung und Zerrüttung. Bei überelastischen Wechselspannungen sind die Zerrüttungserscheinungen vorherrschend. Die Ermüdungserscheinung wird auf eine allmähliche Unterbrechung der Bindungen der kleinsten Stoffteile durch Gleiten und innere Rißbildung zurückgeführt. Ist einmal eine innere Schädigung vorhanden, so bewirkt die Spannungsanhäufung in der Umgebung der Schadstelle bei Wiederholung der Belastung ein Weitergleiten und Weiterreißen, bis der Bruch, d. h. das Entzweigehen des Körpers durch Bildung von Trenn- und Gleitflächen eintritt.

Beim Entzweigehen infolge Trennung spricht man von Trennungsbruch. Die Bruchfläche ist winkelrecht zur wirkenden Zugkraft. Dieser Bruch tritt meist unvermittelt plötzlich auf.

Davon grundsätzlich verschieden ist der Gleitungsbruch, infolge von Abgleitungen in bestimmten Gleitflächen, dem in der Regel eine größere bleibende Formänderung vorangeht.

Die Fälle, wo ausschließlich eine dieser Brucharten allein auftritt, sind verhältnismäßig selten. Häufiger kommen die beiden Bruchsarten in einem Stoff durchmischt zustande. Die vermischte Bruchart wird als Verschiebungsbruch bezeichnet. Die Brucherscheinung ist von der Art und Dauer der Lasteinwirkung abhängig. So ergeben Stähle bei ruckartiger Belastung, bei pulsierender und schwellender Belastung Trennungsbrüche, bei unendlich langsamer Zugbelastung Gleitbrüche.

Zur Feststellung der Bau- und Werkstoffeigenschaften und der Brucherscheinungen dienen statische Zug-, Druck-, Biege-, Scher- und Verdrehversuche, außerdem Falt- und Kerbschlagversuche. Diese Versuche sind für die Stoffprüfung und Stoffabnahme unentbehrlich, kommen aber nur

[12]) Vergl. Reichsbahnvorschriften für Eisenbauwerke (BE), Berlin 1925, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn und DIN 1073, Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken 1928, Verlag von Jul. Springer, Berlin.

[13]) Bauschinger.

[14]) v. Bach, Baumann, Graf.

[15]) Wöhlersches Gesetz.

mittelbar für die Beurteilung der praktisch zulässigen Spannungen und der Sicherheitsgrade in Betracht. So sind z. B. Kerbzähigkeit sowie die übrigen Zähigkeitswerte der Stoffe, die das plastische Verhalten kennzeichnen, wie Bruchdehnung, Einschnürung, Biegegröße, Bruchgleitung, Brucharbeit, für die Bemessung von mittelbarer Bedeutung, insofern als ein zäher Werkstoff bei Überanstrengung nicht gleich bricht, sondern sich vor dem Bruch erst bleibend verformt. Anderseits gibt die Zähigkeitsfeststellung und Prüfung wertvolle Aufschlüsse über die Vorbehandlung und den Einfluß der Temperatur.

Für die praktische Anwendung und die Beurteilung des Sicherheitsgrades sind die Grenzen der Anstrengung maßgebend, die ein Bau- oder Werkstoff oder ein Konstruktionsglied in seinem schwächsten Teil dauernd auszuhalten imstande ist. Sofern Festigkeitsrücksichten ausschlaggebend sind, wird die Beanspruchungsgrenze bei schwellender Belastung durch die Ermüdungsfestigkeit, bei schwingender Belastung durch die Schwingungsfestigkeit gebildet. Hinsichtlich der Übertragung von Versuchsergebnissen auf die technische Anwendung stehen also Dauerversuche obenan. Von den Beanspruchungsgrenzen ist die Ermüdungsgrenze die wichtigste. Ermüdungsversuche geben am ehesten die von Zufälligkeiten unabhängige, den Stoff am besten kennzeichnende Naturgrenze. Nebenher gestatten sie die Feststellung, ob der Baustoff bis zur Ermüdungsgrenze sich hinreichend elastisch verhält. Ob die Schwingungs-Ursprungsfestigkeit in gleicher Weise als Naturgrenze des Werkstoffs gewertet werden darf, ist noch nicht geklärt.

Während die Vorgänge und Erscheinungen bei den einfachen (statischen) Zug-, Druck-, Biege-, Scher-, Verdreh- und Schlagversuchen gründlich erforscht und zu praktisch verwertbaren Ergebnissen (Elastizitäts- und Festigkeitszahlen) geführt haben und heute als Grundlage für die Güteklasseneinteilung und Normung der Werkstoffe herengezogen werden, sind unsere Erkenntnisse über das Verhalten der Bau- und Werkstoffe und der Verbindungen sowie der zusammengesetzten Bauteile und ganzen Traggebilde bei oftmals wiederholter Belastung noch recht lückenhaft. Die Ermittlung von Dauerfestigkeitswerten (Ermüdungs-, Schwingungs- und Vibrationsfestigkeiten) ist jedoch stark in der Entwicklung begriffen. Über Ermüdungsfestigkeit bei oftmals wiederholter Beanspruchung im gleichen Sinn, Zug- und Druckschwingefestigkeit und Biegeschwingefestigkeit der wichtigsten Bau- und Werkstoffe liegen schon zahlreiche Ergebnisse vor. Die Versuche sind auf alle Bau- und Werkstoffe und namentlich auf die Verbindungen auszudehnen, außerdem sind für zusammengesetzte Beanspruchungen Verdrehschwingungsversuche erwünscht.

Die Grundlagen unserer heutigen Bemessungsverfahren sind sowohl vom Standpunkt der Stoffkundigen als des Theoretikers als des praktischen Konstrukteurs noch recht unsicher. Was heute zur Beurteilung herangezogen wird, ist nur ein Notbehelf. Es ist eine der wichtigsten Aufgaben der wissenschaftlichen Versuchsforschung der nächsten Zeit, die Erkenntnisse zu erweitern und zu vertiefen.

III.

Wie ist das verschiedene Verhalten der Stoffe zu erklären? Die mechanischen Eigenschaften der Stoffe erscheinen uns bedingt durch den inneren Aufbau und den Formänderungsmechanismus.

Die Vorstellung, daß die Stoffe aus kleinsten, unteilbaren Einheiten bestehen, ist sehr alt und zuerst von den Griechen Leukipp und Demokrit (400 v. Chr.) ausgesprochen worden. In die Naturwissenschaften wurde die Atomlehre durch Gassendi (1675) eingeführt und später durch Dalton gefestigt[16]). Die Schöpfer der Mechanik haben sich bemüht, anschauliche Vorstellungen über den inneren Aufbau der Stoffe und die zwischen den kleinsten Teilen wirksamen Kräfte zu bilden, den Zusammenhang zwischen den Festigkeitseigenschaften der Stoffe und dem Gefüge zu ergründen. Navier hat sich den festen elastischen Körper als einen stetig mit materiellen Punkten erfüllten Raum vorgestellt, die sich anziehen oder abstoßen, je nachdem die ursprüngliche Entfernung der Punkte vergrößert oder verkleinert wird. Für kleine Formänderungen gelangte er so zu einer linearen Beziehung zwischen Kraft und elastischen Formänderungen. Über die Elastizitätsgrenze, die überelastischen Vorgänge und Brucherscheinungen vermochte Navier nichts auszusagen. Coulomb hat versucht, ein allgemeineres Gesetz der gegenseitigen Anziehung der Massenpunkte $\delta = \frac{e\,e'}{r^2}$ aufzustellen, das jedoch offenkundig die Wechselwirkung unzureichend kennzeichnet. M. Bonn hat deshalb durch ein Zusatzglied zur Coulombschen Anziehung eine Abstoßung angegliedert, die erst bei ganz geringer Entfernung das Übergewicht bekommt, $\delta = \frac{e\,e'}{r^2} - \frac{b}{r^m}$, wovon b eine Stoffkonstante ist. Dort, wo diese zwei Kräfte — Anziehung und Abstoßung — sich das Gleichgewicht halten, soll die Ruhelage sein. Wie dem auch sei, so viel steht fest, daß die gegenseitige Wirkung der Massenpunkte mit der Zunahme der Entfernung rasch abnimmt. Man ist auch zu der Annahme berechtigt, daß der Formänderungswiderstand dort am kleinsten wird, wo der gegenseitige Abstand der Massenpunkte einen Größtwert erreicht.

Vollkommen elastisches Verhalten nach jeder Richtung bis zum Fließen oder Entzweigehen wird nur von einem Idealstoff zu erwarten sein, bei dem die Entfernung aller gleichwertigen Massenpunkte durchweg gleich ist. Ein Stoff, der gleichmäßig feinkörnig ist, wobei das Gefüge aller Körner gleich ist, jedes Korn wieder in sich von einheitlichem Gefüge ist und die Kristallachsen der einzelnen Körner völlig regellos orientiert sind und der frei von Anfangsspannungen ist, kommt dem Idealstoff nahe. Abweichungen vom Idealverhalten weisen auf Ungleichmäßigkeiten des Aufbaues, ungleiche Formänderungswiderstände verschiedener Kristallite hin oder sind eine Folge der durch bleibende Formänderungen (Verlagerungen) verursachten Gefügeänderungen.

In neuester Zeit sind durch mikroskopische Untersuchungen und mit Hilfe der Röntgenstrahlen unsere Kenntnisse vom inneren Aufbau der Stoffe bedeutend erweitert und vertieft worden. Dabei hat man bei Steinen und Metallen eine Art zyklopisches Mauerwerk von kleinen, verschieden orientierten Kristallen und Kristallsplitterchen wahrgenommen.

Die kristallinen Stoffe erscheinen aus winzig kleinen Kristallen in regelloser Orientierung zusammengesetzt, wobei dem Kristall für sich allein ein regelmäßiger Gitteraufbau von Atomen, Molekülen und deren Gruppen zugeschrieben wird und das räumliche Gitter je nach dem Kristallsystem verschieden ist. Die Urform aller kristallinen Bildungen ist der Würfel, aus dem sich alle Kristallsysteme und Kristallklassen entwickeln lassen.

Man stellt sich die Gitterpunkte als Zentren kleiner Planetensysteme vor, die den Sitz positiver und negativer elektrischer Ladungen bilden, wobei die positive Elektrizität auf einen kleinen Kern beschränkt ist, während die negative Elektrizität hüllenförmig den Kern umgibt[17]). Man nimmt an, daß diese Mittelpunkte nach außen mit gewissen freien Ladungen wirksam sind, denen zufolge sich eine Wechselwirkung zwischen den Gitterpunkten ergibt. Die Zahl und die geometrische Anordnung der Elektrone bestimmt den Charakter der chemischen Elemente. Wie die Atome sich zu Molekülen verbinden und dadurch eine große Verschiedenheit chemischer (anorganischer) Stoffe hervorrufen, so treten Gruppen von Molekülen zu noch höheren Einheiten (Mizellen) zusammen. Die festen biologischen Gewebe (Seide, Baumwolle, Hanf, Wolle, Kautschuk, Sehnen, Muskeln) bestehen aus kleinsten Kriställchen, die so regelmäßig ineinandergefügt sind wie die Backsteine einer Mauer. Man weiß heute, daß die Atome in den Fasern in Kettenform geordnet sind. Die Untersuchungen sind so weit gediehen, daß die Aufstellung von Strukturmodellen möglich ist. Nur über die Art der Kräfte, die die Kettenglieder verbinden, herrscht noch keinerlei Klarheit.

Dem idealen Einkristall mit seinem regelmäßigen Gitteraufbau darf nach Smekal weitgehende Elastizität zugeschrieben werden. Anderseits haben Versuche mit Kristallen auffallend niedrige Elastizitätsgrenzen ergeben, die auf Kristallinhomogenitäten hinweisen. Festgestellt ist, daß die bleibende Verformung des Einkristalls in Gleitungen längs einer kristallographisch bestimmten Ebene und in einer bestimmten Richtung erfolgt, wobei die Schubspannung in der Gleitfläche einen bestimmten, dem Stoff eigentümlichen Wert erreicht. Mit der Abgleitung scheinen aber auch Gitterenergieumwandlungen verschiedenster Art verbunden zu sein, denen zufolge auch die Struktur des Gitters verändert wird. Durch Röntgenaufnahmen von Kristallen im verformten Zustand konnte eine Verkrümmung der Gitterebenen nachgewiesen werden.

In der Ruhelage gleichen sich die Wechselwirkungen zwischen den Gitterpunkten aus. Durch Verzerrung der Gitter wird der Gleichgewichtszustand geändert, wobei die inneren Kräfte einen Formänderungswiderstand leisten, der bis zu einer gewissen Spannungsgrenze, bei der die Verzerrungen rein elastischer Natur sind, als elastischer Formänderungswiderstand bezeichnet wird. Beim Überschreiten dieser Grenze kommen zu den elastischen bleibende Formänderungen hinzu, womit eine Änderung der Gitterabstände und Gitterwinkel (Gitterstruktur) verbunden ist (Verlagerungshypothese).

Der mikrokristalline Stoffaufbau, der durch das Vorhandensein vieler in der Regel winziger Kristalle gekennzeichnet ist und beim Auskristallisieren aus einer Lösung oder Erstarren aus einer Schmelze in der Weise entsteht, daß sich viele Kristallisationszentren bilden, an die sich immer wieder neue Teilchen anschließen, bis sie mit den Teilchen des nächstliegenden Kristallisationszentrums in Kollision geraten, weist Kristalle mit regelmäßigem Aufbau, aber unregelmäßigen Kristallkorngrenzen auf, die sogenannten Kristallite. Derartige Stoffe sind als Folge von Zwängungen an den Korngrenzen mit inneren zusätzlichen Spannungen behaftet, die zur Annahme von ursprünglichen Gitterverzerrungen berechtigen.

Ein mikrokristalliner Stoff mit ganz regellos orientierten Kristalliten wird nach allen Richtungen annähernd gleiches Verhalten zeigen. Dieser

[16]) Was wir heute Atom nennen, ist allerdings nicht mehr wesensgleich mit den Vorstellungen Demokrits. Das Atom ist ein kompliziertes Gebilde und auch nicht mehr unteilbar, wenngleich die Zertrümmerung der Atome sehr schwer und nur mit Aufwand großer Energien möglich ist.

[17]) Nach Prof. Dr. Plank (V. D. I.-Zeitschrift, Heft 11, Jahrgang 1929) befindet sich die physikalische Weltanschauung hinsichtlich der Natur der Elektronen in einer Krisis.

Zustand kann durch besondere Behandlung geändert werden. So bewirkt z. B. das Auswalzen des glühenden Eisens ein Drehen der Kristallite eine Art gewaltsamer Gleichrichtung, die in einer Verfestigung und in ungleichem Verhalten nach verschiedenen Richtungen zum Ausdruck kommt. Bei mikrokristallinen Stoffen, die aus mehreren Kristallarten mit verschiedenen Erstarrungstemperaturen aufgebaut sind, beginnt der Stoff mit der höchsten Erstarrungstemperatur zuerst auszukristallisieren, der später kristallisierende füllt die übriggebliebenen Räume aus. Die Festigkeitseigenschaften dieser polimikrokristallinen Stoffe sind durch den Verbund zwischen den verschiedenartigen und gleichartigen Kristalliten und die Festigkeitseigenschaften der Kristallite selbst bedingt.

Überelastische, plastische und bleibende Formänderungen entstehen bei vielkristallinen Körpern aus inneren Gleitungen, vorzugsweise innerhalb der Kristallite und aus Umorientierung (Gleichrichtung) der Kristallachsen. Durch oftmals wiederholte Belastung im gleichen Sinn über eine gewisse Grenze hinaus wird die Gleichrichtung gefördert und gleichzeitig eine Verfestigung erzielt. Der Bruch wird schließlich bei Steigerung der Laststufen durch innere Gleitungen in den Kristalliten selbst oder an den Korngrenzen herbeigeführt. Ob im Bruchstadium Gleichrichtung erreicht ist, mag dahingestellt bleiben.

Bei Wechselbelastungen wird durch das bleibende Hin- und Hergleiten der Stoff innerlich zermürbt und ermüdet. Ein Gleichrichten der Kristallite kann nicht stattfinden. Der Bruch kann schon bei der kleinsten Überschreitung der Elastizitätspannungsgrenze eintreten.

Komplikationen kommen hinzu bei Stoffen, deren Aufbau nicht genau bekannt ist, die Poren besitzen, in den Außenschichten ungleiche Beschaffenheit gegenüber dem Kern aufweisen (z. B. abgebundene Zemente) und mit zunehmendem Alter sich verändern. Namentlich die Hohlräume verursachen unbestimmbare Spannungszustände, die in abweichendem Verhalten gegenüber gleichartigen Stoffen ohne Poren zum Ausdruck kommen.

Beim Zementmörtel haben wir es mit einem Verbund von zwei wesensverschiedenen Stoffen zu tun, dem abgebundenen Zement und dem Naturgestein, die sehr verschiedene Festigkeits- und Elastizitätseigenschaften aufweisen, so daß schon beim äußerlich einfachen, einachsigen Spannungszustand der Spannungsverlauf ein sehr komplizierter sein wird.

Beton ist ein Verbundstoff aus Zementmörtel und Zuschlagstoffen (Kies, Schotter), dessen Verhalten durch die Festigkeits- und Elastizitätseigenschaften der einzelnen Bestandteile bedingt ist. Bei Verbundstoffen und Verbundkörpern ist man bezüglich der Beurteilung der inneren Spannungszustände und der für die praktische Anwendung maßgebenden Anstrengungsgrenzen ganz auf Versuche angewiesen, die den Verhältnissen der Praxis möglichst genau entsprechen, wie das im Eisenbetonbau in vorbildlicher Weise geschehen ist.

Die Grenzzustände und ihre Feststellung durch den Versuch.[18])

Der Zugversuch hat, da bei ihm ein einfacher Spannungszustand nachgeahmt wird, den Vorzug einfacher Durchführung und Rechnung. Ein Probestab von der Länge l und dem Querschnitt F wird stufenweise achsial auf Zug beansprucht. Trägt man in einem rechtwinkligen Koordinatensystem die Lasten P als Ordinaten, die dabei gemessenen Verlängerungen $\varDelta l$ der ursprünglichen Länge l als Abszissen auf, so erhält man die Lastlängenänderungslinie (P — $\varDelta l$-Linie). Die bezogenen Größen, die Spannungen $\sigma = \frac{P}{F}$ und die Dehnungen $\delta = \frac{\varDelta l}{l}$, in gleicher Weise aufgetragen, ergeben die Spannungsdehnungslinie (σ — δ-Linie). Wird die durch Zusammenziehung entstehende Querschnittänderung (Einschnürung) berücksichtigt, so erhält man mit $\sigma' = \frac{P}{F'}$ die berichtigte Spannungdehnungslinie (σ' — δ-Linie), die jenseit der Streckgrenze von Bedeutung ist (Abb. 9). (Schluß folgt.)

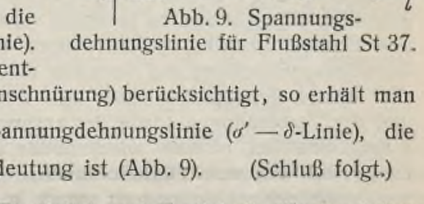


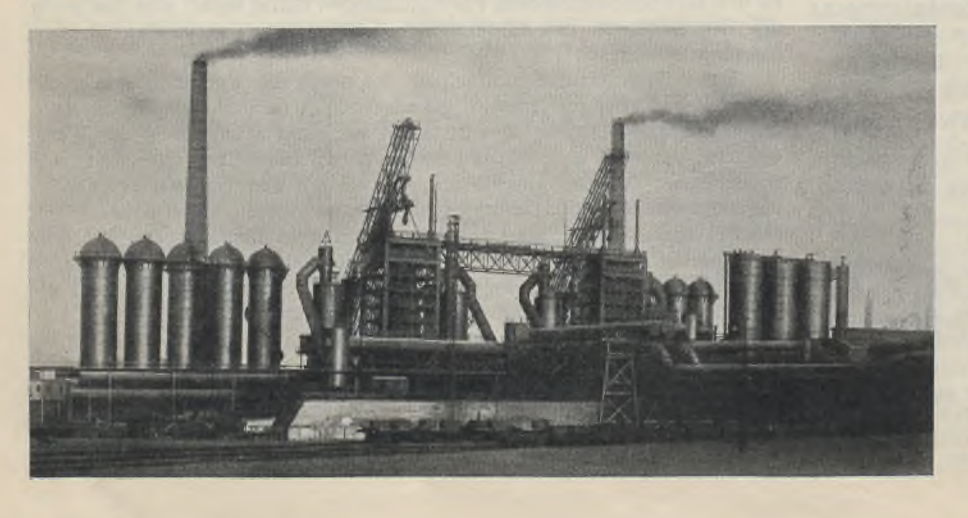
Abb. 9. Spannungsdehnungslinie für Flußstahl St 37.

[18]) C. v. Bach-Baumann, Elastizität und Festigkeit, Verlag Julius Springer, Berlin, 1. bis 10. Auflage.

Verschiedenes.

Hochofenbauten der Gutehoffnungshütte A.-G., Oberhausen. I. Die Hochofenanlage der Eisenhütte II der Gutehoffnungshütte. Unter den zahlreichen von der Gutehoffnungshütte ausgeführten Industriebauten befindet sich auch eine Anzahl großer Hochofenanlagen. Die in untenstehender Abbildung wiedergegebene Anlage ist eine der älteren Bauwerke dieser Art und von der Gutehoffnungshütte für ihre Eisenhütte II in Oberhausen vor etwa 20 Jahren — 1907 bis 1909 — erbaut.

Sie liegt westlich von der Eisenhütte I und umfaßt heute zwei Hochöfen von 630 und 770 m³ Inhalt für eine Tagesleistung von je 800 bezw. 1000 t Roheisen mit den hierzu erforderlichen Nebenanlagen. Die beiden Hochöfen haben 50 m Abstand voneinander. Parallel zur Ofenachse stehen je fünf Winderhitzer von 7 m Durchmesser und 35 m Höhe. Zur Begichtung der Hochöfen dienen Schrägaufzüge, einer nach der Bauart Pohlig, der neuere nach Bauart MAN. Koks und Erz wird in Kübeln von 8,5 m³ Fassungsvermögen aufgegeben. Von den Koksofenanlagen der werkseigenen Zechen werden die gefüllten Kokskübel unmittelbar der Eisenhütte zugeführt. Die Erze und Kalksteine werden den hinter den Hochöfen liegenden Bunkern entnommen und durch Hängebahn und elektrisch betriebene Schiebebühnen in die Kübel gefüllt und an die Schrägaufzüge herangebracht. Die Anfuhr von Erz und Kalkstein erfolgt zum überwiegenden Teil auf dem Wasserweg. Sie werden im Rheinhafen Walsum der Gutehoffnungshütte umgeschlagen und auf der Hüttenbahn weiter nach Oberhausen befördert. Die aus Walsum und ebenso die auf dem Landweg mit der Reichsbahn ankommenden Waggons werden auf einer Hochbahn über die Erzbunker geführt und in diese entladen.



Was die Maschinenanlage anbelangt, so stehen zum Betrieb der Hochöfen zehn Zweitaktgebläse (1908 erbaut) von je 650 kW Leistung zur Verfügung. Ein angeschlossenes Kraftwerk enthält neun Viertaktgasdynamos und zwei Turbogeneratoren, die den Dampf von den Abhitzkesseln erhalten. Die Gesamtleistung beträgt 14 000 kW.

Alle auf der Anlage befindlichen Kolbenmaschinen sind Gasmaschinen, die mit Hochofengas betrieben werden.

Zur Reinigung der Hochofengase stehen für die Vorreinigung sechs Hordenwäscher, für die Feinreinigung drei Desintegratoren neuester Bauart, ein älterer Desintegrator, drei Theisenwascher und drei Zschocke-Ventilatoren zur Verfügung.

Neben der Ausnutzung der Gase in den Maschinen wird ein weiterer Teil zur Beheizung der Winderhitzer gebraucht, der restliche Teil wird zur Kesselbeheizung nach Walzwerk Oberhausen abgegeben.

Ein Gasbehälter von 5000 m³ Inhalt sorgt für gleichmäßigen Druck in der Maschinengasleitung. Die Eisenhütten I und II sind durch je eine Gas- und Windleitung miteinander verbunden. Das Wasser für Kühlung der Generatoren und der Öfen und für die Gasreinigung wird in drei Kühlwerken rückgekühlt, das aus der Gasreinigung kommende Schlammwasser wird vorher in zwei Klärbecken, Bauart Bamag, geklärt. Das Zusatzwasser liefert ein werkeigenes Wasserwerk an der Ruhr.

Das in der Eisenhütte erblasene Roheisen wird ausschließlich in flüssigem Zustand dem benachbarten Stahlwerk zugeführt. N.

Wasserturm auf dem Verschiebebahnhof Berlin-Tempelhof. Im Stahlbau hat der Vierendeelträger wenig Anklang gefunden, obschon für die Verbindungen zwischen Gurtungen und Pfosten längst einwandfreie Lösungen gefunden sind. Die zahlreichen Brückenwettbewerbe, bei denen der Vierendeelträger aufgetreten ist, beweisen das eine wie das andere. Man gibt bei liegenden Tragwerken dem vollwandigen Träger und über diesen hinaus dem normalen Fachwerkträger den Vorzug.

Daß der Vierendeelträger — auch ohne dritte Gurtung — bei stehenden Tragwerken bei weitem mehr anspricht, dafür liefert der Wasserturm auf dem Verschiebebahnhof Berlin-Tempelhof den Beweis (Abb. 1). Bei diesem Bauwerk liegen die Verhältnisse insofern besonders günstig, als der 400 m³ fassende Kugelbehälter, dessen Oberkante auf 50 m Höhe liegt, ohnehin im Verhältnis zu den Riegeln kräftige Pfosten fordert. Ein Übriges wird durch die Anordnung von fünf Pfosten erreicht, die an sich, mehr aber noch durch die infolge der Schrägstellung vergrößerte Körperfläche, raumumschließend wirken. — Die fünf Pfosten des Unterbaues liegen mit der Mitte ihrer Außenkante innerhalb eines Kreises von 9,0 m Durchmesser und einer zugehörigen

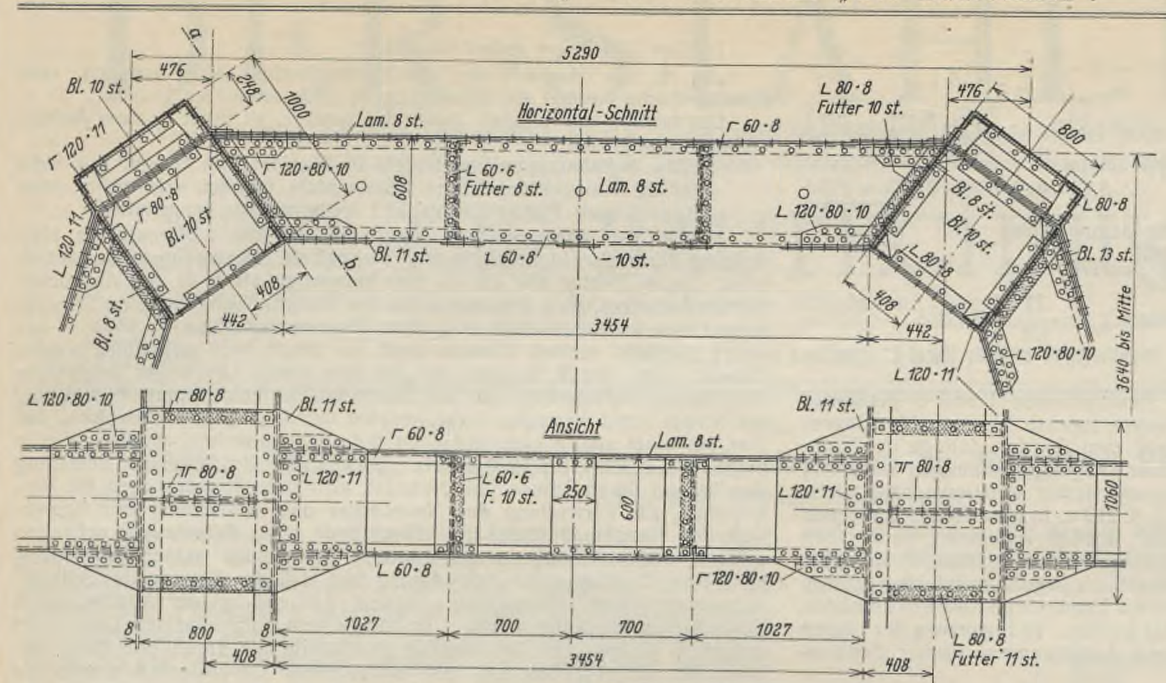


Abb. 2. Einzelheiten der Verbindung zwischen Pfosten und Riegeln.

Seite des Fünfecks von 5,3 m. Die Gefache sind nicht gleichmäßig ausgeteilt, vielmehr nehmen sie in der Höhe von unten nach oben ab (9,0 m das unterste und 6,3 m das oberste). Die kastenförmigen Pfosten und Riegel sind nach innen offen. Abb. 2 zeigt die Einzelheiten der Verbindung zwischen Pfosten und Riegeln. Die Ecken sind sehr knapp gehalten und treten im Bilde kaum in Erscheinung. Außen sind die Anschlußbleche der Riegel durch die geschlitzten Stehbleche der Pfosten durchgeführt, innen schließen sie als Bindebleche die Innenwände der Pfosten.

Zum Behälter führt ein Rohrmantel von 2,2 m Durchmesser hinauf. Innerhalb des Rohrmantels sind die Leitungsrohre (ein Füllungs- und Entnahmerohr zugleich und ein Leerlauf- bezw. Überlaufrohr) und eine 0,55 m breite Wendeltreppe eingebaut. Der Kugelbehälter von 9,0 m Durchmesser wird durch ein Einsteigrohr von 1,2 m durchbrochen, in dem eine Steigleiter hinaufführt, die auf der anderen Seite bis zum Behälterboden herunterreicht.

Entworfen hat den Wasserturm die Reichsbahndirektion Berlin, ausgeführt wurde er von der Firma C. H. Jucho in Dortmund. Czech.

Abb. 1. Ansicht.

„Rippenkuppeln aus Stahl“. In dem unter dieser Überschrift im „Stahlbau“, Heft 9, Seite 102, gebrachten Aufsatz beschreibt Herr Dipl.-Ing. E. Höber zwei Rippenkuppeln aus Stahl, von denen die wesentlichere des neuen Kinos Hannover eine Spannweite von 26,2 m besitzt bei nur 2 m Stich und bei nur 30 cm Konstruktionshöhe und zieht dabei Vergleiche zwischen Stahlkuppeln und Eisenbetonkuppeln, die sehr zuungunsten der Eisenbetonkuppeln ausfallen und deshalb nicht unwidersprochen bleiben können. Herr Höber stellt folgende Behauptungen auf:

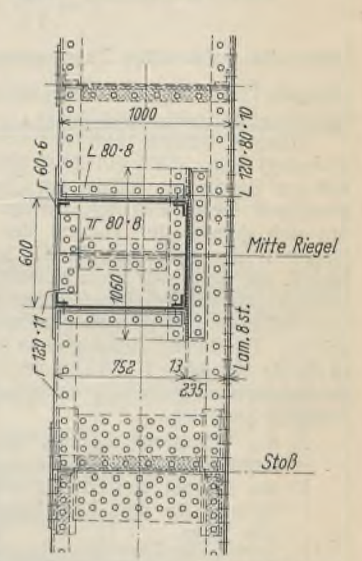
1. Es ist mit Rücksicht auf die Knicksicherheit nicht möglich, eine derartig flache Kuppel als Schalenkuppel zu konstruieren;
2. bei einer Betonkuppel könnte man mit der vorgesehenen Konstruktionshöhe von 30 cm nicht auskommen;
3. daß der Bau großer Kuppeln wirtschaftlich nur bei Verwendung des Stahles als Baustoff möglich ist.

Nachstehend soll nun zu diesen einzelnen Punkten Stellung genommen werden.

Die Kinokuppel Hannover hat 2 m Stich bei einer Spannweite von 26,2 m, gemessen von den Mitten der Außenmauern, und demnach bei 40 cm starken Außenmauern eine lichte Spannweite von 25,8 m. Bei Überdachung dieses Raumes durch eine Schalenkuppel mit gleicher Lichtweite und mit gleichem Stich ergibt sich der Krümmungsradius der Kuppel bei Verwendung einer Kugelkalotte zu:

$$a^2 - (a - 2)^2 = 11{,}9^2.$$

Hieraus $a = 42{,}6$ m.



Die Stärke der Schale wird vorerst mit 7 cm angenommen, damit ergibt sich das Flächengewicht zu:

Eisenbetonschale 7 cm stark à 24 kg	= 168 kg/m²
Gewicht der Eindeckung, bestehend aus Kork, 1 cm Estrich und Pappe, = 12 + 24 + 11	= 47 „
Eigengewicht der Schale für 1 m² Dachfläche	$g = 215$ kg/m²
Schneelast für 1 m² Grundrißfläche	$p = 75$ „
Die größte Flächenlast im Scheitel beträgt demnach	$g + p = 290$ kg/m²

Berechnet man die Knicksicherheit nach den bekannten Formeln von Zoelly (s. Föppl, Drang & Zwang, Band II, Gl. 108), dann ergibt sich die zulässige Knicklast aus

$$p_h = \frac{8E}{\sqrt{3\,\frac{m^2-1}{m^2}}} \cdot \frac{a}{h}$$

wobei E der Elastizitätsmodul. Dieser wird für den hochwertigen Eisenbeton der Schale mit 210000 kg/cm² = 2100000 t/m² eingesetzt. (Tatsächlich ist dieser bei hochwertigem Beton wesentlich höher.)

a der Krümmungsradius der Kugelschale = 42,6 m,
h die halbe Schalenstärke = 0,035 m,
m die Poissonsche Konstante.

Zur Sicherheit wird für $\frac{m^2-1}{m^2} = 1$ gesetzt.

Die Knicksicherheit nach Zoelly beträgt demnach: $\frac{6550}{290} = 22{,}5$ fach.

Die vielen im Zeiss-Werk mit Kugelschalen angestellten Versuche und die von Herrn Dr. Geckeler der Firma Carl Zeiss-Jena für die Knicksicherheit aufgestellten Formeln haben jedoch gezeigt, daß den Entwicklungen von Zoelly nicht der ungünstigste Knickfall zugrunde liegt. Auf Grund dieser Versuche und der Formeln von Dr. Geckeler ergibt sich die Knicksicherheit der obigen Schale zu 6,5fach. Aber auch diese geringere Knicksicherheit ist vollständig genügend.

Es sollen nun noch die tatsächlichen Spannungen in der Schale nachgewiesen werden. Diese ergeben sich gemäß dem Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. XII, 3. Auflage, S. 160 u. 161, zu:

a) im Scheitel: $z = a = 42{,}6$ m

1. Eigengewicht Gl. 5: $T_1 = T_2 = \frac{a}{2} \cdot g = \frac{42{,}6}{2} \cdot 0{,}215 = 4{,}58$ t je m

2. Schneelast Gl. 9: $T_1 = T_2 = \frac{a}{2} \cdot p = \frac{42{,}6}{2} \cdot 0{,}075 = 1{,}60$ t je m

insgesamt: $T_1 = T_2 = 6{,}18$ t je m

b) am Kämpfer: $z = a - f = 42{,}6 - 2{,}0 = 40{,}6$ m

1) Eigengewicht Gl. 5: $T_1 = \frac{a^2}{a+z} \cdot g = \frac{42{,}6^2}{42{,}6 + 40{,}6} \cdot 0{,}215 = 4{,}70$ t je m

2) Schneelast Gl. 9: $T_1 = \frac{a}{2} \cdot p = \frac{42{,}6}{2} \cdot 0{,}075 = 1{,}60$ t je m

insgesamt: $T_1 = 6{,}30$ t je m

Die größte Schalenspannung beträgt demnach:

$$\sigma_1 = \frac{6300}{100 \cdot 7} = 9 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Schalenspannungen bleiben demnach, trotz des großen Krümmungsradiusses, noch um ein Vielfaches unter den zulässigen Spannungen.

Die zur Aufnahme des Kuppelschubes notwendige Zugringkraft ergibt sich aus Gl. 8 $Z = \frac{H}{2\pi}$, wobei H der Kuppelschub. Dieser beträgt

1\. für Eigengewicht Gl. 7: $H = 2\pi a (a - z) \frac{z}{\sqrt{a^2 - z^2}} \cdot g$

$$= 6{,}28 \cdot 42{,}6 \cdot 2 \cdot \frac{40{,}6}{12{,}9} \cdot 0{,}215 = 362\ \text{t}$$

2\. für Schneelast Gl. 11: $H = \pi z \sqrt{a^2 - z^2}\, p$

$$= 3{,}14 \cdot 40{,}6 \cdot 12{,}9 \cdot 0{,}075 = 123\ \text{t}$$

$$485\ \text{t}$$

Die notwendige Zugringkraft ergibt sich demnach zu:

$$Z = \frac{H}{2\pi} = \frac{485}{6{,}28} = 77\ \text{t}$$

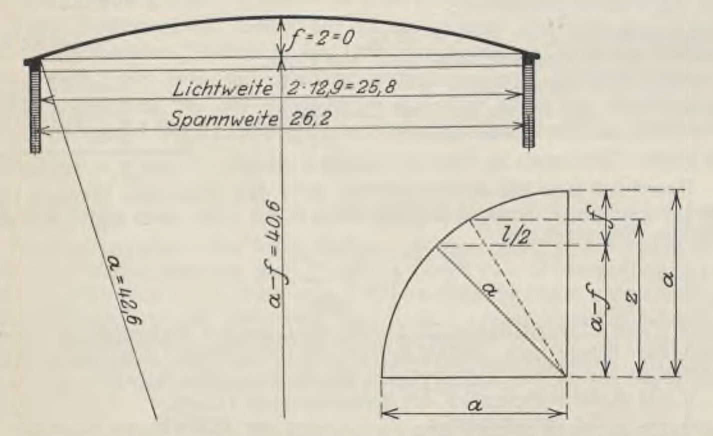
bezw. die notwendige Zugringeiseneinlage $f_e = \frac{77}{1{,}2} = 64\ \text{cm}^2$.

Dagegen sind bei der ausgeführten Stahlkuppel hierfür zwei ⊏-Profile Nr. 26 = 96,6 cm² angeordnet.

Danach dürften nun die beiden Behauptungen 1 und 2 genügend widerlegt sein. Der Vollständigkeit wegen möchte ich noch hinzufügen, daß am Rande der Schale, am Übergang zum Zugring, infolge der Nachgiebigkeit dieses Zugringes in der Schale Biegungsspannungen auftreten, die sich gemäß der Theorie der biegungssteifen Rotationsschale (siehe Handb. f. Eisenbetonbau, Bd. XII, 3. Aufl. S. 213 u. f.) einwandfrei berechnen lassen, die sich aber auch gemäß D.R.P. 431 629 vollständig durch einen Übergangsbogen beseitigen lassen (s. Handb. f. Eisenbetonbau, S. 169 u. f.). Durch diesen Übergangsbogen wird der Stich von 2 m auf etwa 2,20 m erhöht. Für diese Erhöhung kann jedoch die Ersparnis an Konstruktionshöhe in Größe von 30 — 7 = 23 cm verwendet werden. In Ergänzung der obigen Darlegungen möchte ich noch auf zwei Ausführungen flacher Schalenkuppeln hinweisen:

a) die Schottkuppel Jena, die bei 40 m Spannweite und 28,28 m Krümmungsradius nur eine Schalenstärke von 6 cm besitzt,

b) die Kuppel des Elektrizitätswerkes Frankfurt a. Main mit 26 m Spannweite und 4 cm Schalenstärke bei einem Krümmungsradius von 25 m.



Herr Höber glaubt des weiteren, daß Schalen nicht geeignet seien, größere Einzellasten zu tragen. Das ist ebenfalls unrichtig, denn diese Einzellasten werden zuerst durch Biegungsmomente in Flächenlasten umgewandelt und dann durch ganz geringe Dehnungsspannungen in der Schale nach unten abgetragen. Z. B. kann man auf ein Zeiss-Netzwerk, wie es für die Herstellung der 40 m weit gespannten Schottkuppel verwendet wurde und das nur ein Gewicht von 9 kg/m², entsprechend einer Blechstärke von 1 mm, besitzt, 4 bis 5 Personen nebeneinanderstellen. Auch bei nur 1½ cm starken Versuchsdächern aus Eisenbeton konnten derartige Versuche mit vollem Erfolg durchgeführt werden. Wenn man schon auf den sehr dünnen Zeiss-Netzwerken, die ganz genau wie Schalen arbeiten, derartig große Einzellasten aufbringen kann, dann können naturgemäß Schalen von 6 bis 7 cm Stärke infolge ihrer vielfach größeren Biegungsfestigkeit auch erheblich größere Einzellasten aufgebracht werden.

Zu der dritten Behauptung, daß bei größeren Spannweiten wirtschaftlich nur Stahlkonstruktion in Frage kommt, möchte ich mitteilen, daß eine große Anzahl von Angeboten in den letzten Jahren für Kuppeln bis zu 150 m Spannweite gezeigt hat, daß Eisenbeton-Schalenkuppeln infolge ihrer räumlichen Kräftewirkung und den Wegfall jeglicher Biegungsmomente bei Schaffung einwandfreier Randbedingungen gegenüber Stahlkonstruktion absolut wirtschaftlich sind, insbesondere, wenn man den Wegfall jeglicher Unterhaltungskosten berücksichtigt. Auch bei derartig weit gespannten Schalen bis zu 150 m Spannweite, die naturgemäß einen weit größeren Krümmungsradius besitzen wie die Kinokuppel Hannover, sind die auftretenden Spannungen noch sehr gering und weit unter der zulässigen Grenze, so daß ohne Bedenken noch wesentlich größere Spannweiten in Eisenbeton ausgeführt werden können.

Dr.-Ing. Fr. Dischinger,
Oberingenieur der Dyckerhoff & Widmann Akt.-Ges.

In seiner Zuschrift zu meinem Aufsatz „Rippenkuppeln aus Stahl" widerlegt Herr Dipl.-Ing Fr. Dischinger mit bemerkenswertem Aufwand drei Behauptungen, von denen die beiden ersten in der von Herrn Dischinger angeführten Form gar nicht aufgestellt sind, die Widerlegung der letzten Behauptung aber wenig überzeugen kann, solange sie nicht durch die Praxis gelungen ist.

1\. Herr Dischinger zitiert wie folgt:

„Es ist mit Rücksicht auf die Knicksicherheit nicht möglich, eine derartig flache Kuppel als Schalenkuppel zu konstruieren".

Das ist von mir niemals behauptet worden, es heißt in dem Aufsatz vielmehr sinngemäß:

„Eine Schalenkuppel kam nicht in Betracht, da es mit Rücksicht auf die Knicksicherheit der Schale nicht möglich sein dürfte, eine Kuppel vom Pfeilverhältnis 13,1 wirtschaftlich herzustellen".

Hiermit ist nichts anderes gesagt, als daß die wirtschaftliche Herstellung der außerordentlich flachen Kuppel als Schalenkuppel bezweifelt wird. Dieser Zweifel war um so eher berechtigt, als z. Zt. des Abdruckes meines Aufsatzes, ganz abgesehen von der Wirtschaftlichkeit, keine Schalenkuppel von nur annähernd so großem Krümmungsradius — 43 m — bekannt war und meines Wissens auch bis heute nicht aufgeführt wurde. Obwohl kein Anlaß besteht, auf die von Herrn Dischinger angeführte Berechnung einzugehen, da ich die mögliche knicksichere Ausführung der Schale nicht bestritten habe, möchte ich doch darauf hinweisen, daß hier mit einer streng symmetrischen Belastung gerechnet wurde. Wie in meinem Aufsatz dargelegt, führte aber gerade die beliebige Belastung der Flächen durch Schnee und Nutzlast, also statisch gesprochen die Verkehrslast, zur Verwerfung des Netzwerkes und Ausführung der Rippenkuppel. Sinngemäß hätte Herr Dischinger seine Berechnung aufstellen müssen, wenn sie überzeugen sollte. Am Schluß seiner Berechnung stellt Herr Dischinger mit Befriedigung fest, daß der Zugring der Schalenkuppel nur 64 cm² Querschnitt erfordert, während bei der Ausführung in Stahl 96,6 cm² benötigt werden. Es hätte einem aufmerksamen Leser nicht entgehen dürfen, daß der Zugring gleichzeitig als Traufpfette Biegungsmomente aufzunehmen hat und entsprechent dimensioniert wurde, da Auflagermauerwerk nur an den Außenwänden des Kinos vorhanden ist.

Bezüglich der Aufnahme größerer Einzellasten durch Schalenkuppeln kann man verschiedener Ansicht sein, solange nicht feststeht, was man unter größerer Einzellast versteht. Jedenfalls werden die Biegungsmomente bei großen Krümmungsradien erheblich zunehmen. Geeignet zum Tragen größerer Einzellasten halte ich allerdings die Schalenkuppeln nicht. Um auch die übrigen von Herrn Dischinger erwähnten Nebenspannungen zu streifen, möchte ich nebenbei bemerken, daß die Auflagerverhältnisse der in Frage stehenden Kuppel keinesfalls so einfach liegen, wie in der Berechnung angenommen. Von den zwölf Auflagerpunkten der Rippenkuppel sind allein vier durch verschieden geartete Träger und Unterzüge abgefangen, ein Umstand, der sicher nicht dazu beitragen würde, die Nebenspannungen in einer Schale herabzusetzen. Dasselbe gilt von der Öffnung für die Entlüftung im Scheitel.

2\. Des weiteren unterlegt mir Herr Dischinger die Behauptung:

„Bei einer Betonkuppel könnte man mit der vorgesehenen Konstruktionshöhe von 30 cm nicht auskommen",

und bezeugt hiermit eine Sorglosigkeit in der Wiedergabe meiner Ausführungen, die man eigentlich nicht erwarten sollte. In dem betreffenden Abschnitt meines Aufsatzes ist von den biegungsfesten Kuppelkonstruktionen die Rede, nachdem im vorhergehenden die nach der Membrantheorie wirkenden Schalen- bezw. Netzwerkkuppeln ausgeschlossen wurden. Anstatt der unter 2 zitierten völlig entstellten Behauptung muß es vielmehr sinngemäß heißen:

„Die Frage lief schließlich darauf hinaus, eine Rippenkuppel in Eisenbeton oder in Stahl zu bauen. Sie wurde zugunsten der Stahlbauweise entschieden, der es allein möglich war, mit der Bauhöhe von 30 cm auszukommen".

(Die Rippenhöhe beträgt nach Abzug der Dachhaut 24 cm.)

Hieraus geht klar hervor, daß sich das Gesagte nur auf die Eisenbetonrippenkuppel bezieht. Es ist schwer einzusehen, wie Herr Dischinger ernsthaft meinen kann, jemand bezweifle die geringe Konstruktionshöhe einer dünnwandigen Betonschalenkuppel.

3\. Die dritte, von mir tatsächlich gemachte und von Herrn Dischinger nicht ganz korrekt wiedergegebene Behauptung (das „sehr" ist fortgelassen),

„daß der Bau sehr großer Kuppeln wirtschaftlich nur durch Verwendung des Stahles als Baustoff möglich ist"

halte ich selbstverständlich aufrecht. Wenn ich auch nicht den geringsten Zweifel hege, daß es sich bei den von Herrn Dischinger erwähnten großen Kuppeln um ernsthafte Angebote seiner Firma handelt, so ist doch der Beweis der Wirtschaftlichkeit erst durch die wirklichen Ausführungen zu erbringen. Die bisher größte Rotationsschalenkuppel, die in der Zuschrift unter a) erwähnte Schottkuppel, hat nur einen Krümmungshalbmesser von 28,28 m. In den hervorragenden Festigkeitseigenschaften des Baustoffes liegt es begründet, daß die Wirtschaftlichkeit des Stahlbaues bei großen Spannweiten gegenüber anderen Bauweisen wächst. Die Wirtschaftlichkeit der Eisenbetonschalen für sehr große Kuppeln kann Herr Dischinger jedoch erst durch die wirkliche Ausführung beweisen, vorausgesetzt, daß es sich hierbei nicht etwa um einen Prestigebau handelt.

Was zum Schluß den Wegfall jeglicher Unterhaltungskosten bei den in Frage stehenden Betonkuppeln betrifft, so halte ich eine Diskussion hierüber für verfrüht. Selbst Herr Dischinger dürfte erst in einigen Jahren in der Lage sein, darüber Auskunft zu geben, ob die dünnwandigen Schalen allen Beanspruchungen getrotzt haben, ohne Unterhaltungskosten zu verursachen.

Dipl.-Ing. E. Höber.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift DIE BAUTECHNIK Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang BERLIN, 14. Juni 1929 Heft 12

Stählerne Abfange-Tragkonstruktion für das Kino im Meßpalast Petershof in Leipzig.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **Willi Büttner**, Lauchhammer.

Der Bau des jüngsten Meßpalastes der Leipziger Messe- und Ausstellungs-Akt.-Ges. in Leipzig, des Petershofes, gab dem Stahlbau Gelegenheit zu einer interessanten Ausführung. Auch bei diesem im wesentlichen in Eisenbeton hergestellten Gebäude war Stahlkonstruktion doch nicht ganz zu entbehren: Im Erdgeschoß des neungeschossigen Hochhauses ist ein Lichtspieltheater eingebaut. Zur Überdeckung desselben und zur Aufnahme der darüber sich aufbauenden sieben Geschosse war infolge der aufzunehmenden außerordentlich großen Lasten eine wirtschaftliche Konstruktion, die den gegebenen räumlichen Verhältnissen Rechnung trug

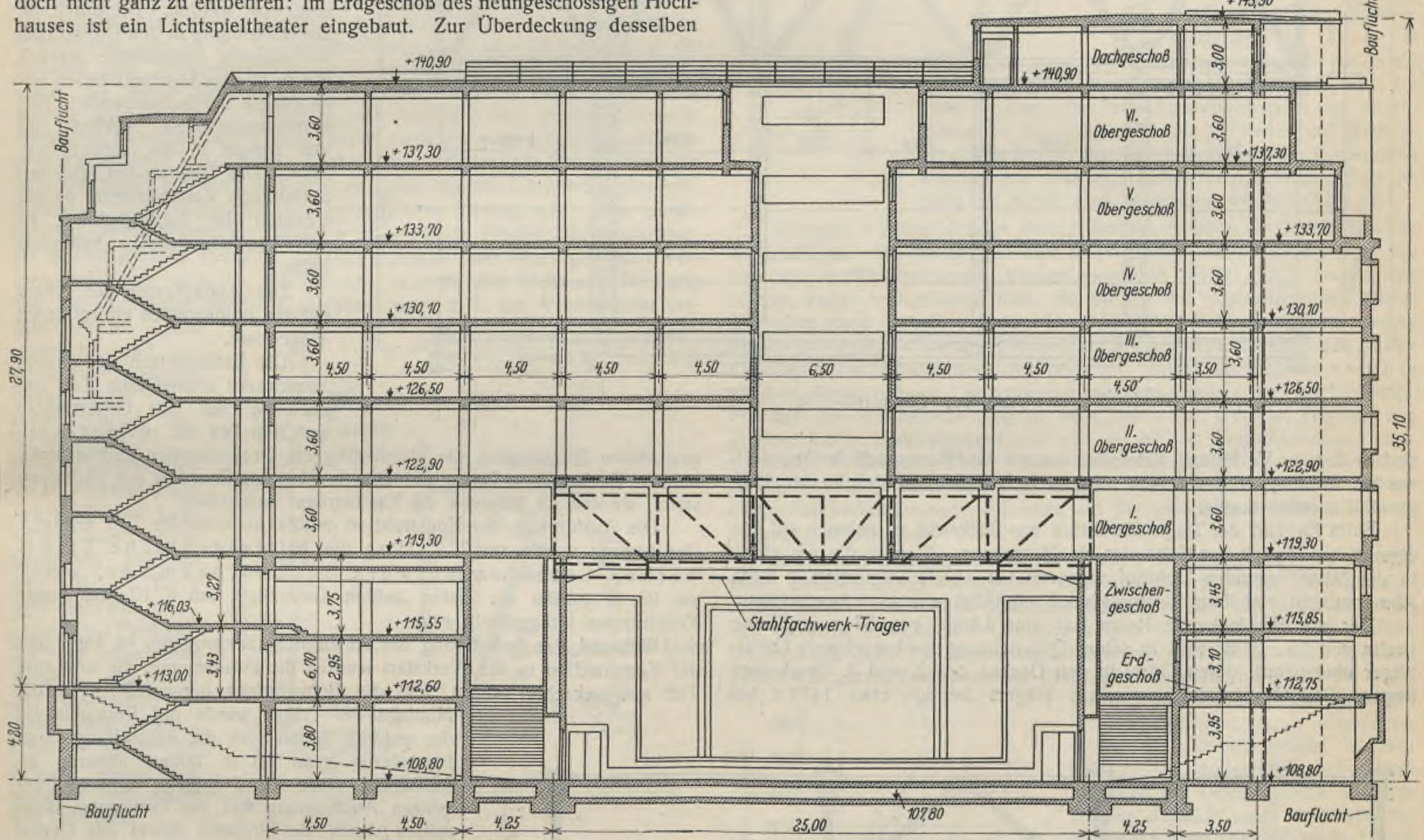


Abb. 1. Aufriß des Gesamtbauwerks mit eingezeichneter Stahlkonstruktion.

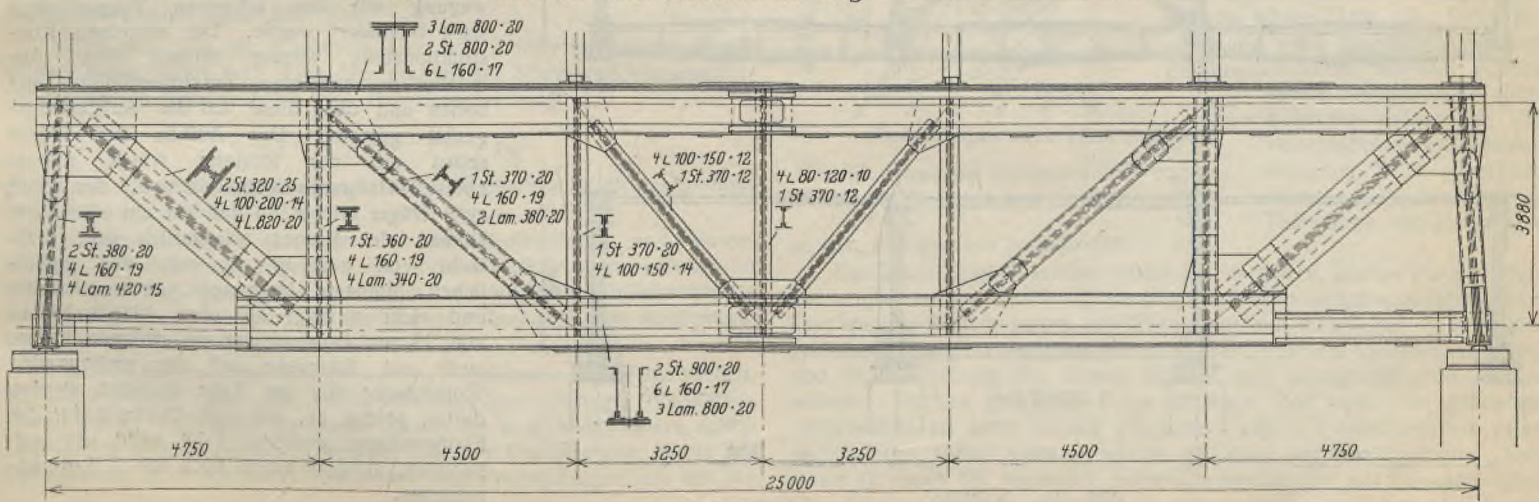


Abb. 2. Ansicht.

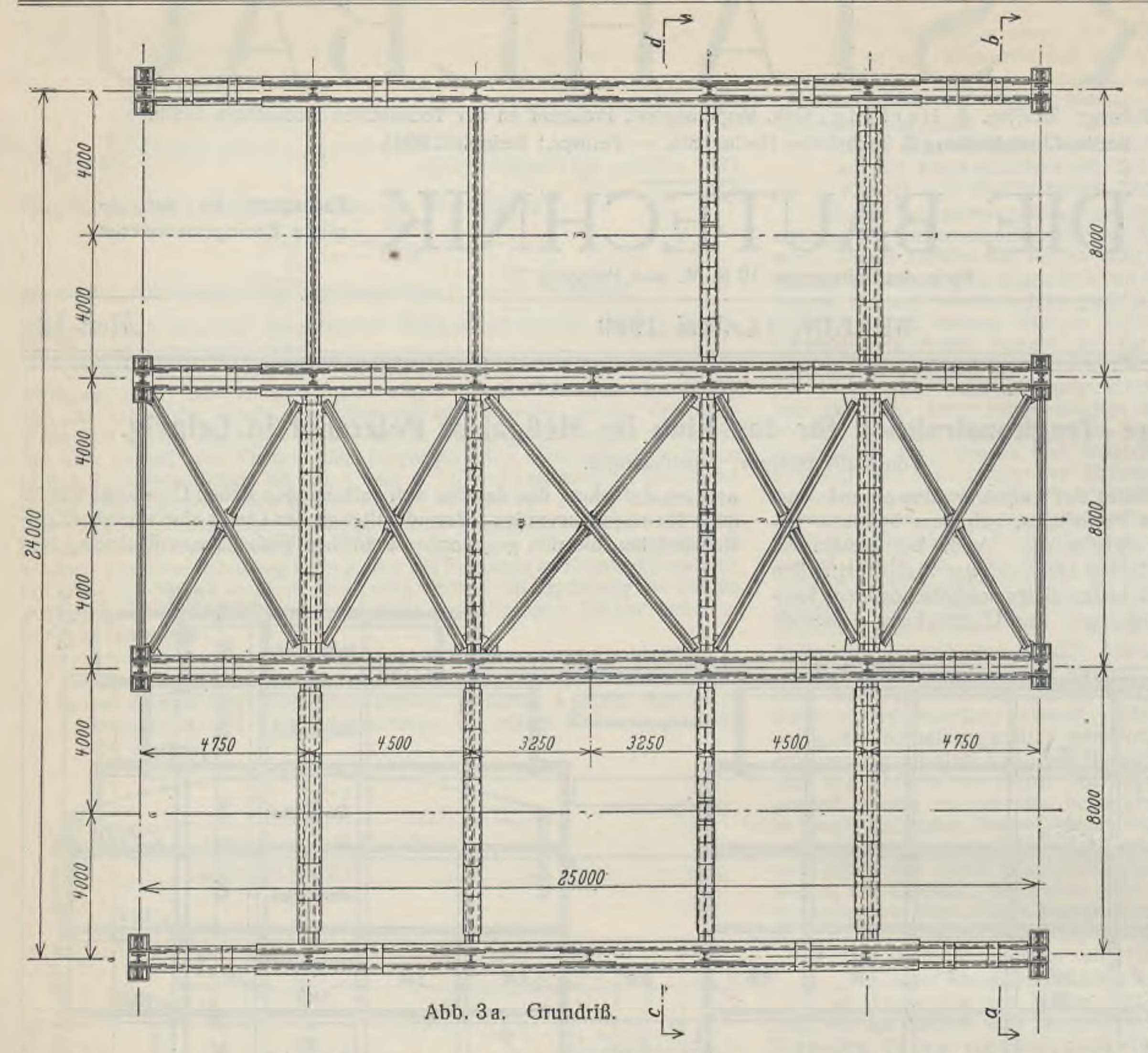


Abb. 3a. Grundriß.

einer größten Knotenpunktlast von 200 t. Die größte Gurtkraft ermittelte sich zu 1100 t. Das Gewicht des schwersten Unterzuges beträgt etwa 70 t und das Gewicht der gesamten Konstruktion etwa 320 t.

Mit Rücksicht auf die auftretenden großen Kräfte wurde die Konstruktion so ausgebildet, daß sie auf dem Unterbau in sich, ohne Zuhilfenahme von Verankerungen mit der Betonkonstruktion, standfest ist.

Abb. 1 zeigt einen Aufriß des Gesamtbauwerks mit eingezeichneter Stahlkonstruktion, Abb. 2 u. 3 Einzelheiten von deren Ausbildung.

Wegen des Lichthofes konnte nur in Höhe der Trägeruntergurte zwischen den beiden mittleren Trägern ein Horizontalverband eingebaut werden. Die durch die Druckspannung in den Obergurten auftretenden Seitenkräfte werden durch in den Lichthofwänden angeordnete Vertikalverbände in den Horizontalverband geleitet und von diesem in die Auflager geführt. Die Trägerenden erhielten portalartige Verbindungen, da ein Verband die Zugänglichkeit zu den Ausstellungskojen behindert hätte.

Die Auflagerung der Träger auf den Betonstützen erfolgt durch Trägerroste.

Die Betonstützen der oberen Stockwerke stehen zum Teil unmittelbar auf den Gitterträgern und zum Teil auf zwischen diesen

und in der zur Verfügung stehenden kurzen Ausführungszeit fertiggestellt werden konnte, in Eisenbeton nicht mehr möglich, so daß hierfür Stahl gewählt werden mußte.

Beim Entwurf der Tragkonstruktion war Rücksicht zu nehmen auf den eigentlichen Zweck des Gebäudes als Messehaus. Es galt, die um einen in der Mitte liegenden Lichthof angeordneten Ausstellungskojen in ihren Abmessungen und ihrer Zugänglichkeit möglichst wenig zu beschränken.

Der zu überdeckende Raum hat eine Länge von 36 m und eine Breite von 25 m. Er wird in seiner Querrichtung durch 4 schwere Gitterträger überspannt, deren Gurte in den Decken des 2. und 3. Geschosses liegen. Die Gesamtbelastung eines Trägers beträgt etwa 1470 t bei

gespannten Querträgern, die gleichzeitig die Deckenkappen aufzunehmen haben. Da für diese Träger nur eine beschränkte Bauhöhe zur Verfügung stand, wurden sie teilweise als Kastenträger ausgeführt.

Die Ausführung der Konstruktion mußte in kürzester Zeit erfolgen. Der Auftrag wurde am 7. 7. 28 an die Mitteldeutsche Stahlwerke, Lauchhammerwerk in Lauchhammer, erteilt; am 23. 9. sollten die ersten beiden Unterzüge, am 6. 10. die ganze Konstruktion fertiggestellt sein.

Während der Anfertigung der Ausführungszeichnungen im Büro und der Konstruktion in der Werkstatt wurden die Fundamente, die erst zum Teil ausgeschachtet waren, und die Betonstützen hergestellt. Für die Montage der Träger wurde mit Rücksicht auf die anderen Bauarbeiten die Aufstellung einer besonderen etwa 10 m hohen Rüstung erforderlich; diese stand jedoch nicht in ihrer ganzen Ausdehnung frei zur Verfügung, denn mitten durch sie hindurch führte das Gerüst einer Gußbetonanlage, wodurch die freie Bewegung mit den schweren Trägerstücken stark behindert wurde. Die einzelnen Konstruktionsteile wurden mittels eines Abladebockes auf eine Zuführungsbühne gehoben und über diese auf das Aufstellungsgerüst gewalzt. Der Aufbau der Träger selbst auf der Rüstung wurde mittels eines Portalkranes vorgenommen, der über zwei Träger reichte, so daß nur ein einmaliger Umbau des Kranes erforderlich war. Obwohl erst am 10. 9. mit der eigentlichen Montage begonnen werden konnte, und nicht weniger als etwa 13 000 Nieten von 25 mm Durchmesser zu schlagen waren, auch mit Rücksicht auf die umliegenden Wohnhäuser nur am Tage genietet werden durfte, gelang es, die vom Bauherrn für die Fertigstellung gestellte Frist nicht nur einzuhalten, sondern sogar noch um 3 Tage abzukürzen.

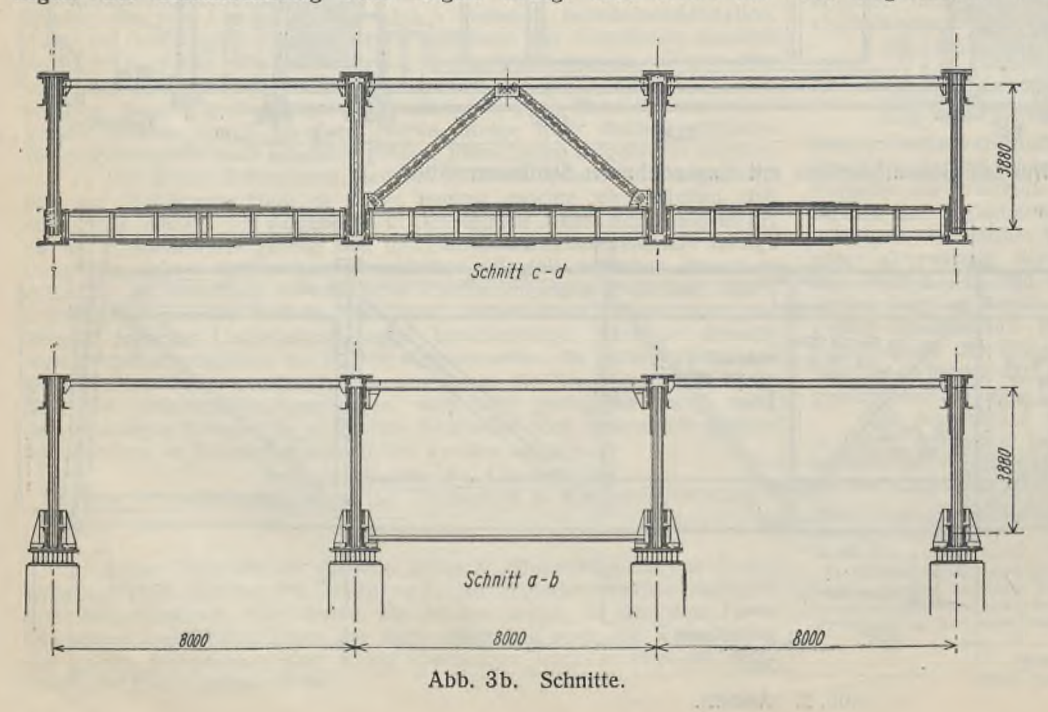


Abb. 3b. Schnitte.

Alle Rechte vorbehalten.

Von den allgemeinen Grundlagen der Festigkeitsrechnung.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

(Schluß aus Heft 11.)

Um den Einfluß der Zeit (Versuchsgeschwindigkeit) auszuschalten, wird auf jeder Laststufe so lange gewartet, bis sich ein Gleichgewichtszustand zwischen den äußeren und inneren Kräften selbsttätig herausgebildet hat, bis also die Spiegel oder Zeiger des Meßgerätes zur Ruhe gekommen sind. Der „statische" Zugversuch ist ein Grenzfall, dem der andere Grenzfall Rück-, Schlag- oder Stoßversuch, bei dem die Versuchszeit sehr klein, nahezu gleich Null ist und den Dehnungen keine Zeit zur Auswirkung gelassen wird, gegenübersteht.

Beim statischen oder Gleichgewichtsversuch wird zwischen federnder (elastischer) Dehnung ε und bleibender Dehnung η unterschieden. Für jede Laststufe wird, nachdem der Gleichgewichtszustand sich eingestellt hat, die Gesamtdehnung $\delta = \varepsilon + \eta$, sodann nach dem Entlasten die bleibende Dehnung η gemessen. Die federnde Dehnung folgt aus $\varepsilon = \delta - \eta$.

Durch den statischen Zugversuch wird festgestellt, ob und inwieweit der Baustoff einen elastischen und plastischen Bereich besitzt oder bildsam ist. Mit Elastizitätsgrenze wird die Spannungsgrenze bezeichnet, bei der die Formänderung elastisch umkehrbar ist. Dabei ist nicht wesentlich, ob die Spannungen den Dehnungen proportional sind oder ob ein anderes Elastizitätsgesetz gilt. Im ersten Bereich von Null bis zur Elastizitätsgrenze ist die Spannungsdehnungslinie eine Gerade, wenn der Baustoff dem Proportionalitätsgesetz entspricht, oder eine gekrümmte Linie, die einem Exponential- oder Potentialgesetz folgt. Der erste Bereich kommt für die überwiegende Mehrzahl der Festigkeitsberechnungen in Betracht. Im zweiten Bereich zwischen ausgeprägter Elastizitäts- und Streckgrenze treten neben elastischen noch bleibende Formänderungen auf. Der Baustoff verhält sich unter den obwaltenden Umständen plastisch. Bildsame Stoffe zeigen keine ausgesprochene Streckgrenze. Der zweite Bereich ist in besonderen Fällen praktisch ohne Bruchgefahr ausnutzbar. Im dritten Bereich zwischen der Streckgrenze oder einer gewissen Verformungsgrenze und der Bruchgrenze herrscht die bleibende Dehnung vor, die mit einer starken Gefügeänderung, z. T. mit Verfestigung verbunden ist. Für plötzliche und gewaltsame Beanspruchung bildet dieser dritte Bereich eine wertvolle Reserve.

Die meisten Baustoffe ergeben schon bei niedrigem Laststufenbereich kleine bleibende Dehnungen. So ist durch sehr genaue Messungen bei Flußstählen im elastischen Bereich eine von der Hookeschen Geraden abweichende schwach gekrümmte Linie festgestellt worden, die durch die Gleichung

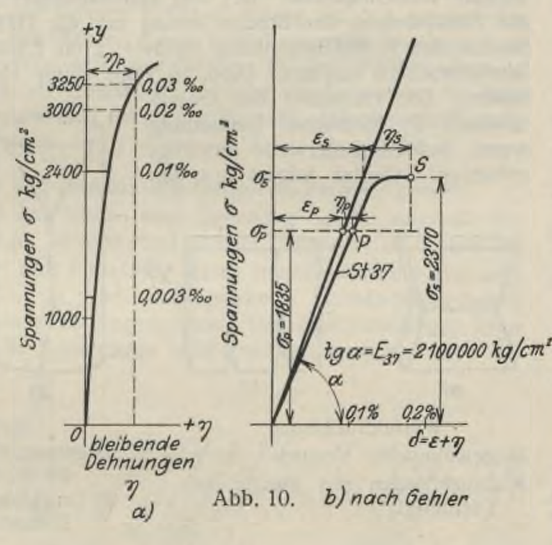


Abb. 10.

$$\delta = \varepsilon + \eta = \frac{\sigma}{E} + f(\sigma)$$

dargestellt werden kann (Abb. 10a).

Indem man sich die Hookesche Gerade 0 $\mathfrak{P}$ über den Punkt $\mathfrak{P}$ verlängert denkt, kann man auch den Verlauf der Spannungsdehnungslinie im plastischen Bereich durch eine Funktionsgleichung

$$\delta = \varepsilon + \eta = \frac{\sigma}{E} + f(\sigma - \sigma_{\mathfrak{P}})$$

darstellen, die als Formänderungsgesetz im plastischen Bereich neuerdings eine Rolle spielt (Abb. 10b).

Die Feststellungen sind von der Versuchsanordnung und -durchführung, von den Feinmeßgeräten und ihrer Handhabung beeinflußt. So wurde durch Verfeinerung der Messungen bei Stählen die Elastizitätsgrenze tiefer gefunden; ja es erscheint fraglich, ob überhaupt eine ausgeprägte ursprüngliche Elastizitätsgrenze vorhanden ist.

Ebensowenig kann die Streckgrenze als feststehende angesehen werden. Sie ist einesteils von den Versuchsbedingungen abhängig (Rundstäbe liefern andere Ergebnisse als Flach-, Profilstäbe und Hohlzylinder), außerdem durch Belastungsgeschwindigkeit, Art der Prüfmaschine, Form der Einspannung usw. beeinflußt, anderenteils sind Erscheinungen, die mit der Vorbearbeitung des Materials, dem Kaltrecken und der verschiedenen Wärmebehandlung beim Walzen zusammenhängen, experimentell nicht zu erfassen. Man unterscheidet eine obere und untere Streckgrenze. An der oberen Streckgrenze, die stark von Zufälligkeit der Versuchsdurchführung beeinflußt ist, wird der Zustand des Werkstoffs labil, die Streckspannung ist von der Geschwindigkeit der bleibenden Verformung (Fließgeschwindigkeit) abhängig. Für den Konstrukteur, der mit stabilen Zuständen zu tun hat, kommt nur die untere Streckgrenze in Betracht. Sie wird beim statischen Versuch dadurch erhalten, daß der Antrieb der Zerreiß-, Druck- oder Verdrehungsmaschine abgestellt wird oder stehenbleibt und dann längere Zeit zugewartet wird, bis der stabile Zustand erreicht ist.

Abb. 11.

Führt man den Druckversuch in ähnlicher Weise aus wie den Zugversuch und wertet ihn ebenso aus, so erhält man wiederum eine Spannungsdehnungslinie. Bei Flußstählen verläuft die Spannungsdehnungslinie für Druck in bezug auf den Nullpunkt polarsymmetrisch zu der Linie für Zug. Der Proportionalitätsgrenze und Streckgrenze für Zug entsprechen die $\mathfrak{P}$-Grenze und Quetschgrenze für Druck. Auch die entsprechenden Spannungen können mit praktisch hinreichender Genauigkeit jeweils als gleich groß angesehen werden (Abb. 11).

Dagegen ergeben sich im dritten Bereich jenseits der Quetschgrenze Unterschiede. Bei plastischen und zähen Stoffen setzt sich die nach der Quetschgrenze einsetzende Verfestigungslinie weiter fort, indem der Körper weiter breitgedrückt wird. Bei Stoffen mit plastischem und zähem Verhalten kann deshalb von einer Druckfestigkeit nicht gesprochen werden. Praktisch ist die Verwendbarkeit solcher Stoffe durch das Eintreten großer bleibender Zusammendrückungen begrenzt. Stoffe mit sprödem Verhalten ergeben dagegen beim Druckversuch meistens Gleit- oder Verschiebungsbrüche. Die Brucherscheinung ist verschieden bei Würfeln, Prismen von größerer Höhe, Hohlzylindern und von der Art der Kraftübertragung (Einspannung, Endflächenreibung, teilweise Belastung) in den Druckflächen abhängig. Hierzu kommt die Sonderheit schlanker gedrückter Stäbe, bei denen Knickerscheinungen auftreten, auf die jedoch hier nicht näher eingegangen werden soll.

Statische Druckversuche an natürlichen Steinen und Beton, die von Bach, Baumann, Graf durchgeführt worden sind, ergaben bis zu verhältnismäßig hohen Belastungen Spannungsdehnungslinien, die nur wenig von der Geraden abweichen. Dagegen zeigte das Elastizitätsmaß größere Unterschiede (Abb. 12, Ergebnisse Stuttgarter Versuche für sechs Gesteine, ferner von gutem Gußeisen und Flußstahl). Bemerkenswert ist die Feststellung, daß bei grobkörnigen, weniger dichten Gesteinen (z. B. Buntsandstein) die Dehnungslinie in den höheren Belastungsstufen steiler wird und daß die Dehnungslinie der Entlastung deutlich unter der Linie der Belastung liegt, so daß beide Linien eine eigenartige scharf ausgeprägte Schleife bilden (Abb. 13). Diese Erscheinung weist darauf hin, daß beim Zusammendrücken solcher Körper innere Verlagerungen stattgefunden haben, die auf verschiedenes Verhalten der kleinsten Teile (Gesteinskörner und Bindemittel), auf Hohlräume und Reibungen an den Korngrenzen zurückzuführen sind.

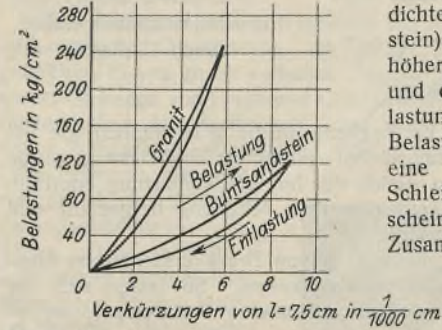
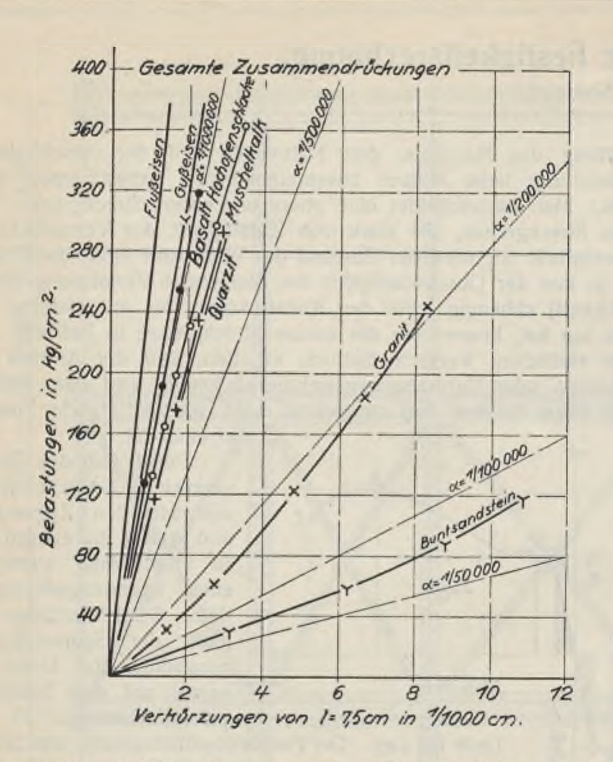
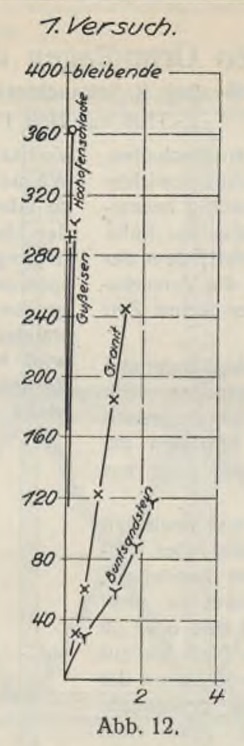


Abb. 13. Gesamte Zusammendrückungen beim Belasten und Entlasten.

Der Beton zeigt in seinem elastischen Verhalten, seinem grobgefügten und ungleichartigen Aufbau (Steinstücke mit Bindemittel umkleidet, mehr oder weniger dicht gelagert) Ähnlichkeit mit den natürlichen Sedimentärgesteinen. Entsprechend der Verschiedenartigkeit der Zusammensetzung und der Herstellung des Betons ergeben sich naturgemäß große Unterschiede. Trocken gelagerter Beton ist kurze Zeit nach dem Abbinden nachgiebiger als unter Wasser gelagerter, wird mit zunehmendem Alter nachgiebiger, später zeigt er wieder Abnahme der Formänderung. Der Beton ist durch die bekannten Schwinderscheinungen mit Verspannungen

1. Versuch.





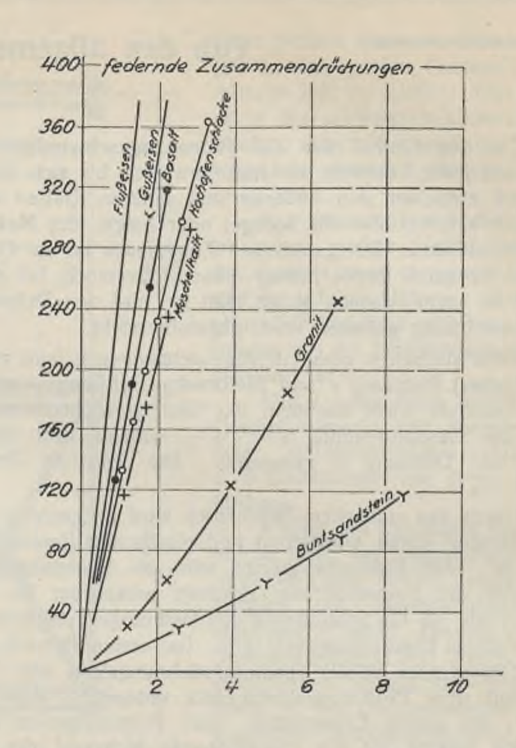
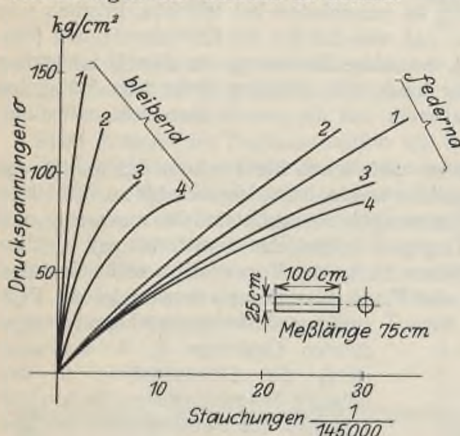


Abb. 12.

behaftet, die die Erforschung des elastischen Verhaltens außerordentlich erschweren.

Was allgemein über die gesamten, bleibenden und federnden Formänderungen gesagt wurde, gilt sinngemäß auch für Beton. Das Verhalten gleich großer Versuchskörper aus Beton, Zementmörtel und reinem Zement bei Druckbelastung ist aus Abb. 14 zu ersehen (nach Bach). Die Linien der elastischen Verkürzungen sind am stärksten gekrümmt bei Beton, weniger bei Zementmörtel, am wenigsten bei Zement. Die Neigung zu bleibender Verformung schon unter kleinen Belastungen ist bei Beton am stärksten, bei Zementmörtel kleiner, bei Zement am kleinsten. Je feiner also das Gefüge ist, um so mehr scheint sich hiernach die Linie der federnden Verformungen der Geraden zu nähern.



1 Reiner Zement.
2 Zementmörtel; 40 Raumteile Zement, 60 Raumteile Sand.
3 Beton; 11,8 Raumteile Zement, 29 Raumteile Sand, 59 Raumteile Kies.
4 Beton; 6,2 Raumteile Zement, 31 Raumteile Sand, 62 Raumteile Kalkschotter.

Abb. 14.
Druckelastizitätsversuche nach C. Bach.

Das Verhalten des Betons bei Zugbeanspruchung ist ähnlich wie bei Druck. Die Neigung der Spannungsdehnungslinie für Zugbelastung wurde im Koordinatenursprung nahezu gleich der bei Druckbelastung ermittelt, wenn die Proben gleichzeitig aus derselben Mischung hergestellt und genau gleich behandelt worden sind.

Die Auswertung von Zug-, mehr noch von Druckversuchen im überelastischen Bereich macht große Schwierigkeiten. So lassen sich die wirklichen Beanspruchungen in einem gedrückten Probekörper, sei es Würfel oder Prisma, keinesfalls durch die einfache Gleichung $\sigma = \frac{P}{F}$ erfassen, noch weniger die Beanspruchungen, die zum Bruch längs von Gleitflächen führen, weil hierfür offenbar die Schubspannungen längs dieser Gleitflächen von ausschlaggebendem Einfluß sind. Aus der Verformung eines aus einzelnen Schichten von Blei zusammengesetzten Würfels (Abb. 15) läßt sich erkennen, daß die wagerechten Schichten sich im Würfel krümmen, während die Druckplatten der Druckpresse nahezu eben bleiben. Diese wirken zunächst wie eine Einspannung der gedrückten Fläche, die Querdehnung unter den Platten wird außerdem durch die Endflächenreibung verhindert. Es liegt also ein recht kompliziertes Spannungsproblem vor. Zur Auswertung der Versuche gehört die Kenntnis des Einflusses der Endflächenreibung und Einspannung, des Maßes der unbehinderten Querdehnung (Poissonsche Zahl) und der weiteren Stoffestwerte, Elastizitätsmaß, Fließ- und Quetschgrenze ... Prof. Dr.-Ing. Gehler, Dresden, hat solche Untersuchungen für die Betonwürfelprobe, die bekanntlich die Grundlage der Betonprüfung nach den Beton- und Eisenbetonbestimmungen bildet, durchgeführt.[19]) Er fand die Bruchbelastung des Würfels ohne Endflächenreibung nur halb so groß wie die beim gewöhnlichen Druckversuch ermittelte Würfelbruchlast. Bei drei aufeinandergestellten Würfeln betrug die Abminderung der Bruchbelastung nur die Hälfte, bei gleich hohen Säulen ohne Endflächenreibung wurde $^6/_{10}$, mit Endflächenreibung $^8/_{10}$ der Würfelbruchlast erreicht. (Abb. 16 zeigt einige charakteristische Bruchbilder.) Die Hüllkurve der Grenzzustände in Mohrscher Darstellung wurde befriedigenderweise bestätigt gefunden. Gehler folgert aus den Versuchen auf Grund der Mohrschen Bruchhypothese, daß die Würfelfestigkeit, mit der Druckpresse in üblicher Weise ermittelt, gleich der Biegedruckfestigkeit ist.

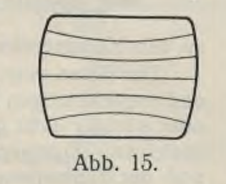
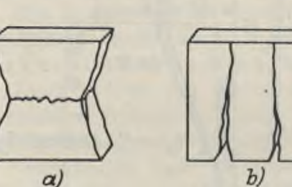
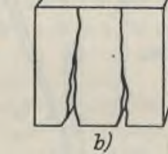


Abb. 15.

Würfeldruckprobe
a) gewöhnlicher Versuch
b) Druckflächen mit Stearin beschmiert.

Säulendruckprobe
a) gewöhnlicher Versuch mit Endflächenreibung
b) Druckflächen mit Stearin beschmiert.

Abb. 16.

Gegenüber dem Zug- und Druckversuch mit annähernd gleichmäßiger Spannungsverteilung ist bei dem Biegeversuch nach Abb. 17 die Spannungsverteilung von vornherein ungleichmäßig. Die größten Spannungen treten in dem Querschnitt unter dem Angriffspunkt der Last auf, in diesen Querschnitt kommt zuerst die äußerste Schicht an die Beanspruchungsgrenze, während der übrige Teil weniger beansprucht wird, gleichsam eine Reserve bildet. Im elastischen Bereich darf, soweit die Dehnungen proportional den Spannungen wachsen, ein Ebenbleiben der Querschnitte vorausgesetzt werden. Hierfür gilt die Naviersche Biegeformel. Bei Veränderlichkeit des Elastizitätsmoduls ist die Spannungsdehnungslinie gekrümmt. Weitere Abweichungen ergeben sich aus ungleichem Ver-

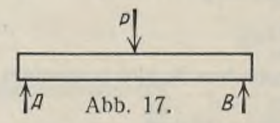


Abb. 17.

[19]) Die Würfelfestigkeit und die Säulenfestigkeit als Grundlage der Betonprüfung und die Sicherheit von Beton- und Eisenbetonbauten von Prof. Dr.-Ing. Gehler, Dresden. Bericht über die XXX. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins.

halten bei Zug- und Druckbeanspruchung. Zur Auswertung der Biegungsversuche braucht man die Spannungsdehnungslinie für einfache Zug- und Druckbelastung. Nimmt man die Naviersche Hypothese, wonach die Querschnitte eines Balkens bei Biegung eben bleiben, auch hierfür als zutreffend an, so wird die Linie der Längenänderungen durch die Gerade DD', die Linie der Spannungen durch die Kurve EOE'' dargestellt sein (Abb. 18). Da bei der letzteren die Ordinaten proportional den Dehnungen sind, so stimmt die Kurve EOE' mit der Linie der durch die statischen Zug- und Druckversuche ermittelten Längenänderungen überein.[20])

Abb. 18.

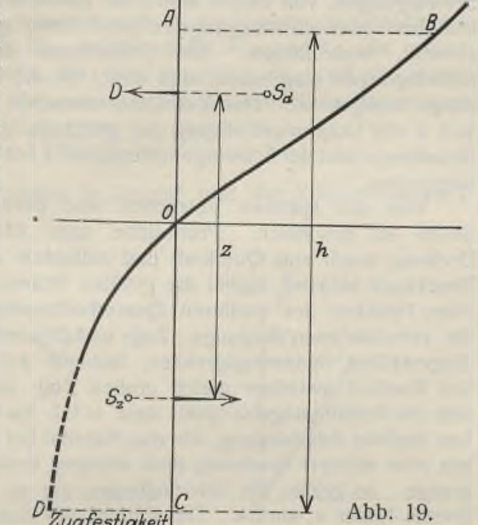


Abb. 19.

In Abb. 19 ist eine solche Längenänderungslinie für Beton dargestellt, unter der wir uns also die Spannungsverteilung in einen rechteckigen Betonbalkenquerschnitt denken können. Der Inhalt der Fläche über der neutralen Schicht stellt die Druckkraft im Querschnitt, der unter der neutralen Schicht die gleichzeitig wirkende Zugkraft vor. Aus der Gleichgewichtsbedingung folgt Flächengleichheit, da in jedem Querschnitt die Zugkraft = der Druckkraft sein muß. Alle Abszissen, die an der Formänderungslinie oben und unten gleiche Flächen abschneiden, stellen also zusammengehörige Druck- und Zugspannungen vor. Das Moment der inneren Kräfte $Dz = Zz$ (Z Abstand der Flächenschwerpunkte) ist gleich dem Biegungsmoment der äußeren Kräfte in bezug auf den betrachteten Querschnitt. Es läßt sich daher, sofern eine bestimmte Randspannung oben oder unten festgesetzt wird, das Moment in einer Funktion von h^2 ausdrücken. Wird z. B. als Grenze der unteren Randspannung die Zugfestigkeit gewählt, so ergibt sich das größte Moment, das ohne Bewehrung aufgenommen werden kann.

Dauerversuche mit oftmals wiederholten Belastungen.[21])

Wird ein Stab auf Zug bis zu einer Spannung σ_1, die unterhalb der Elastizitätsgrenze σ_k liegt, belastet und wieder entlastet, so treten bei Wiederholung der Be- und Entlastung keine nennenswerten bleibenden Dehnungen hinzu. Die im Stab aufgespeicherte Formänderungsarbeit wird nach jeder Entlastung zurückgewonnen. Das Arbeitsvermögen kann durch derart wiederholte Belastungen nicht erschöpft werden.

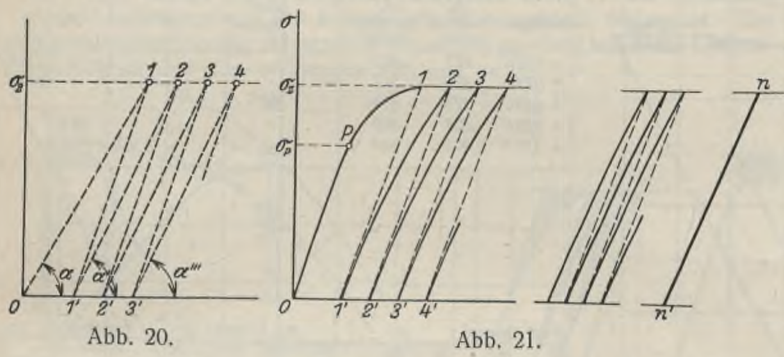


Abb. 20. Abb. 21.

Wird ein Stab bis zu einer Spannung σ_2, die etwas über der ursprünglichen Elastizitätsgrenze liegt, belastet und wieder entlastet, so ergibt sich im Spannungsdehnungskoordinatensystem ein Linienzug 0 1 1', worin der Abszissenabschnitt 0 1' die bleibende Dehnung darstellt (Abb. 20). Wird wieder bis zur Zugspannung σ_2 belastet, so ergibt sich der Linienzug 1' 2 2', wobei der Neigungswinkel 2 2' gegen die Dehnungsachse kleiner als der 1 1' geworden ist. Bei weiteren Belastungen wiederholt sich das Spiel, bis schließlich Ausgleichzustand erreicht wird, in dem nur noch federnde Dehnungen auftreten. Die Elastizitätsgrenze ist durch derart wiederholte Belastungen von $\sigma_{\mathfrak{P}}$ auf σ_2 gehoben worden. Wird bei dem Versuch für jede gleichmäßig aufsteigende und abfallende Belastung die Spannungsdehnungslinie ($\sigma - \delta$-Linie) auf Grund von Zwischenbeobachtungen aufgetragen, so ergibt sich der in Abb. 21 dargestellte Linienzug. Wird nach Eintritt des Ausgleichzustandes die Belastung auf σ_3, σ_4, ... gesteigert, so treten neue bleibende Formänderungen hinzu. Durch oftmalige Wiederholung werden neue Ausgleichzustände gefunden, bei denen nur elastische Formänderungen auftreten, bis schließlich eine Belastung erreicht wird, unter der das Material dauernd nachgibt, also außer den federnden Formänderungen fortdauernd wachsende bleibende Formänderungen erfährt. Die Grenzbelastung, die nach einer mehr oder minder großen Zahl von Wiederholungen — von Null aus bis zu dem Wert σ_u ansteigend und wieder abfallend — eben nur federnde Formänderungen hervorruft, wird sinngemäß als gehobene Elastizitätsgrenze unter den obwaltenden Umständen und als diejenige Spannungsgrenze aufzufassen sein, die dem Material — in gleicher Weise oftmals auftretend — höchstens zugemutet werden darf.

Im plastischen Bereich kann durch die wiederholte Beanspruchung im gleichen Sinn die ursprüngliche Elastizitätsgrenze $\sigma_{\mathfrak{P}}$ bis σ_u gehoben werden, wobei der Arbeitsvorgang zu einem rein elastischen wird. Die im Stab aufgespeicherte Formänderungsarbeit wird also nach jedesmaligem Entlasten vollständig zurückgewonnen. Eine Erschöpfung des Arbeitsvermögens ist daher unmöglich. Die Spannungsgrenze σ_u, „Ursprungsfestigkeit" genannt, d. h. also die Anstrengung, die der Baustoff trotz vielfacher Wiederholung zwischen 0 und σ_u gerade noch erträgt, stimmt nach Bauschinger bei Stahl nahezu mit der unteren Streckgrenze überein.

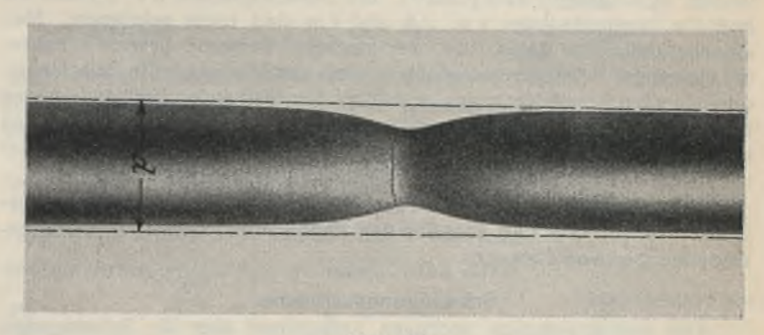


Abb. 22.

Während das Flußeisen beim gewöhnlichen Zugversuch vor dem Bruch bedeutende Verlängerung und Einschnürung nach Abb. 22 erfährt, tritt unter oftmals wiederholten Lasten, die die Ursprungsfestigkeit erreichen oder wenig überschreiten, ein spröder Bruch ein. Man findet scharfe Bruchränder ohne mit bloßem Auge wahrnehmbare Formänderungen des Stoffes im Eintrittsgebiet des Risses. Ähnliche Ergebnisse wie die oftmals wiederholten Zugbeanspruchungen liefern Druckbeanspruchungen bis zur Quetschgrenze oftmals wiederholt bei Stoffen, die eine zum Spannungsdehnungskoordinatensystem polarsymmetrische Spannungsdehnungslinie aufweisen. Dagegen ergeben Belastungen über der Quetschgrenze ein abweichendes Verhalten. Die Vorgänge, die den Bruch von Flußeisen bei oftmals wiederholter Belastung in gleichem Sinn einleiten, werden folgendermaßen erklärt[22]):

Das Flußeisen ist ein Haufwerk von Kristalliten verschiedener Größe und regelloser Orientierung. Im Gefügebild des geglühten, langsam abgekühlten Eisens sitzen zwischen Ferritkörnern (Abb. 23, hell) Inseln aus einem Gemenge von Ferrit und Cementit (Abb. 23, dunkel). Die elastischen Eigenschaften der Bestandteile sind ungleich. Überdies sind die unter hoher Temperatur entstandenen Körner wegen gegenseitiger Behinderung beim Erstarren mit inneren, örtlich verschiedenen Anfangsspannungen behaftet. Dazu sind noch Spannungen durch Walzen, Schmieden, Recken hinzugekommen. Die inneren Spannungen an den Korngrenzen und in den Körnern dürften also erhebliche Unterschiede aufweisen. Bei wiederholter Belastung im gleichen Sinne können die inneren Spannungen sich aus-



Abb. 23.

[20]) Mörsch, Der Eisenbetonbau, Konrad Wittwer Verlag.

[21]) O. Graf, Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente. Berlin, Verlag von Julius Springer, 1929.

[22]) O. Graf, Über die Elastizität der Baustoffe. „Die Bautechnik", Jahrgang 1926, Heft 33 bis 38.

gleichen, örtlich auch wohl verstärken, es werden kleine bleibende Formänderungen an verschiedenen Stellen stattfinden, bis sich das Gefüge auf die jeweilige Belastung eingerichtet und sich ein neuer Gleichgewichtszustand herausgebildet hat, mit dem nur noch federnde Formänderungen auftreten[23]). Die bleibenden Formänderungen einzelner Körner und Kornteile führen schließlich zu örtlichen Rißchen, die sich unter wiederholten Wirkungen der gleichen oder höheren Lasten allmählich auf eine größere Fläche bis zum deutlich wahrnehmbaren Riß ausdehnen.

Dauerversuche mit oftmals wiederholter Druckbelastung und Entlastung von Naturstein- und Betonkörpern haben ergeben, daß auch bei ihnen die Formänderungen innerhalb eines gewissen Belastungsbereichs sich mehr oder minder rasch einem Grenzwert nähern, so daß schließlich nur noch federnde Formänderungen auftreten. Bei Überschreitung einer gewissen Belastungsgrenze findet schließlich ein Ausgleich der Formänderungen nicht mehr statt, die bleibenden Formänderungen nehmen zu, bis die Zerstörung eintritt. Die Last, die eben noch dauernd ertragen werden kann und etwas unter der Dauerbruchgrenze liegt, bei der sich also der Baustoff nach oftmaliger Wiederholung der Anstrengung gerade noch elastisch verhält, kann wieder sinngemäß als natürliche Elastizitätsspannungsgrenze der betreffenden Belastungsart bezeichnet werden. Die Dauerfestigkeit Du, an Stein- und Betonprismen festgestellt, darf nach Graf und Probst höchstens zu 0,6 der statischen Bruchfestigkeit angenommen werden.

Werden die Formänderungen in aufeinanderfolgenden Laststufen aufgezeichnet, so ergeben sich Dehnungslinienzüge, wie sie beispielsweise in Abb. 24 dargestellt sind (Graf[22]). Die Belastungslinien $a\,b$, $e\,f$ und $i\,k$ und die Elastizitätslinien $c\,d$, $g\,h$ und $l\,m$ sind leicht gekrümmt. Man erkennt, daß beim Beton, der, wie statische Versuche bewiesen haben, mit steigender Belastung nachgiebiger wird, durch wiederholte Belastungen die federnden Formänderungen gegenüber den bleibenden Formänderungen zunehmen, bis ein Ausgleichzustand erreicht ist, bei dem nur noch federnde Formänderungen auftreten. Diese Erscheinung weist wieder auf innere Gefügeänderungen und Vorspannungsänderungen hin.

Versuche mit wiederholter Biegebelastung sind bisher weniger gemacht worden. Sie sind aber für den Bauingenieur wichtig (Ermüdungserscheinungen von Balken).

Schwingungsversuche.

Die ersten praktisch wichtigen Aufschlüsse über die Schwingungsfestigkeit stählerner Wellen sind Wöhler zu verdanken. Auf Biegung beanspruchte zylindrische Stäbe aus Stahl wurden so gedreht, daß bei jeder Umdrehung in jedem Punkt eines Querschnitts, mit Ausnahme des Schwerpunktes, eine größte Zug- und eine dieser gleich große Druckspannung mit stetem Übergang von der einen zur anderen wechselte (Belastung der auf Biegung beanspruchten Wellen). Wöhler[24]) hat die Ergebnisse seiner Untersuchungen in folgenden Satz zusammengefaßt:

Der Bruch des Materials läßt sich durch vielfach wiederholte Schwingungen, von denen keine die absolute Bruchgrenze, also die Zugfestigkeit oder die Biegungsfestigkeit beim gewöhnlichen Bruchversuch erreicht, herbeiführen. Die Differenzen der Spannungen, die die Schwingungen eingrenzen, sind dabei für die Zerstörung des Zusammenhangs maßgebend. Das Verhältnis zwischen der statischen Bruchfestigkeit t, der Ursprungsfestigkeit bei gleichsinniger (an- und abschwellender) Belastung u und der Schwingungsfestigkeit s hat Wöhler zu $t : u : s = 3 : 2 : 1$ angegeben.

Von den späteren Versuchen sind besonders die von Moore und Smith zu erwähnen. Probestäbe nach Abb. 25 unter fortdauernder Drehung durch eine Querkraft und außerdem achsial mit einer Zug- oder Druckkraft belastet, wobei die größten Beanspruchungen nacheinander an allen Punkten des mittleren Querschnittumfangs auftreten, ergaben für die verschiedenen Biegungs-, Zug- und Druckbelastungen die in Abb. 25b dargestellten Spannungsgrenzen, bezogen auf die mittlere Anstrengung. Bei Wechsel zwischen gleich großen Zug- und Druckspannungen ergab sich die Schwingungsfestigkeit dem $= 0{,}5$- bis 0,6 fachen der Streckgrenze. Die höchste Anstrengung, die das Material bei ganz kleinen Schwingungen um eine mittlere Spannung noch ertragen konnte, lag nahe an der Streckgrenze. Je größer die Schwingungen, um so mehr blieb die Belastungsgrenze hinter σ_s zurück. Der Verlauf des Linienzuges bei den Spitzen bedarf noch einer Erläuterung. Die mit dem gewöhnlichen Zugversuch ermittelte statische Bruchfestigkeit liegt erheblich über der Streckgrenze. Sie darf jedoch in den Linienzug nicht einbezogen werden, da sie ganz anderen Verhältnissen und Bedingungen entspricht. Die Spitze zeigt die Grenze an, die ganz kleinen Schwingungen und dauernder Einwirkung der Höchstzugkraft entspricht. Da ganz ruhende Belastung bei Bauteilen kaum vorkommt, die Belastungen, die nur Zug- oder Druckanstrengungen hervorrufen, in mehr oder weiten Grenzen schwanken, selten bis auf Null zurückgehen und meist mit kleinen Schwingungen verbunden sind, so ergibt sich die Folgerung, daß die unter Annahme ruhende Last errechnete Grenzspannung das 0,8 fache der Streckgrenze nicht überschreiten darf.

Arbeit, Arbeitsvermögen.[25])

Beim einfachen Zugversuch ist das Energieumwandlungsgesetz durch die Lastlängenänderungslinie dargestellt, indem die von ihr umgrenzte

[23]) Gough, The fatigue of Metals, 1924, ist es gelungen, derartige bleibende örtliche Formänderungen weit unterhalb der Grenze der Dauerfestigkeit nachzuweisen.

[24]) Wöhler, „Über die Festigkeitsversuche mit Eisen und Stahl", Berlin 1870. Sonderdruck aus der Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1870.

[25]) C. v. Bach u. R. Baumann, Elastizität und Festigkeit, Berlin, Verlag von Julius Springer, 1. bis 10. Auflage.

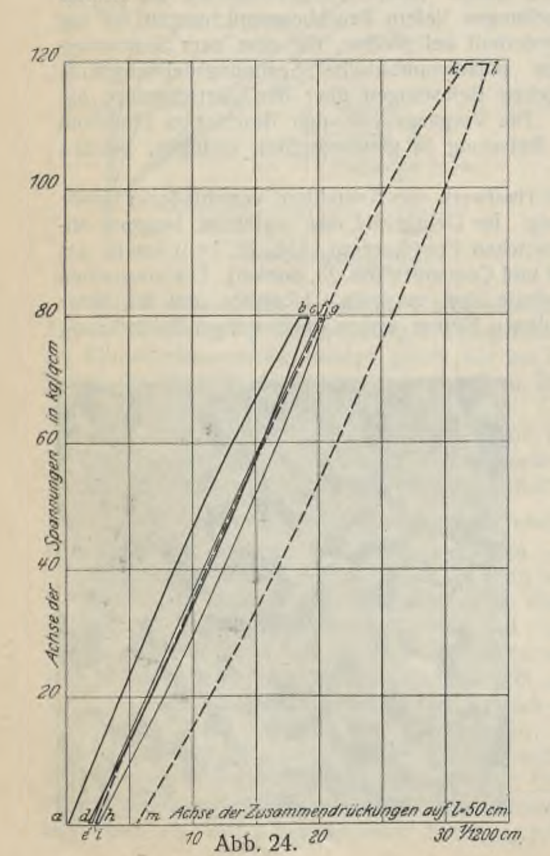
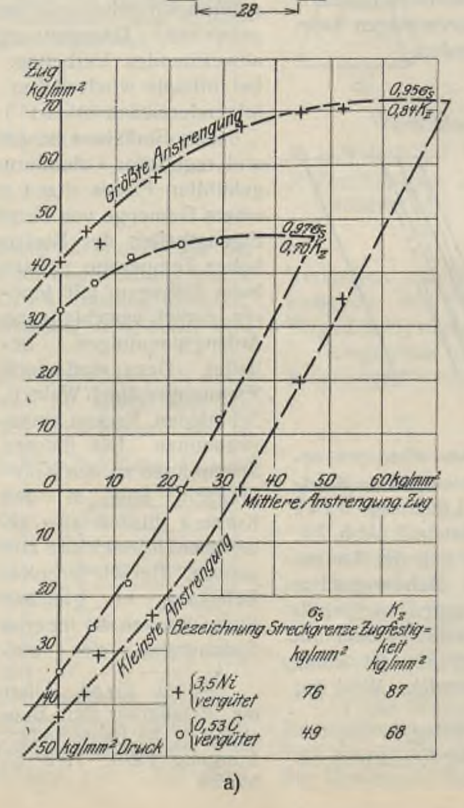


Abb. 24.



a)

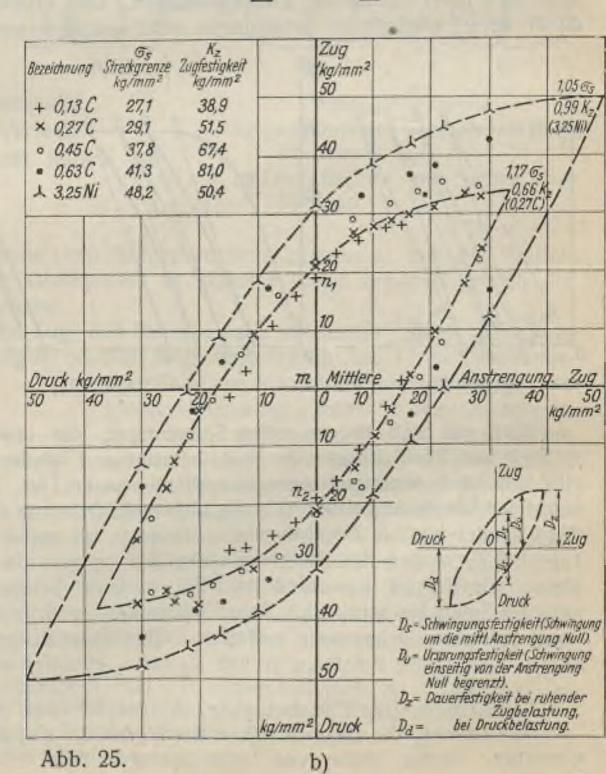


Abb. 25. b)

Fläche die Gesamtformänderungsarbeit angibt, oder durch die Spannungsdehnungslinie, die die auf die Raumeinheit bezogene Formänderungsarbeit liefert. Die mechanische Arbeit bis zum Eintritt der größten Belastung ist beispielsweise bei Flußstahl durch die Fläche $OPSBB_1$ gemessen (Abb. 26). Nach Aufnahme dieser Arbeit ist die Widerstandsfähigkeit des Stabes erschöpft, die mechanische Arbeit, die durch die Fläche B_1BFF_1 bestimmt erscheint, wird in der Hauptsache auf die örtliche Formänderung an der Einschnürungsstelle verwendet. Die mechanische Arbeit bis zum Eintritt der Bruchbelastung P_{max} für die Raumeinheit der ursprünglichen Stabmasse, das sogenannte Arbeitsvermögen, ergibt sich aus

$$A = \frac{\text{Fläche } OPSBB_1}{V}$$

in kg/cm, wenn die Spannungen in kg/cm² und das Körpervolumen V in cm³ angegeben wird.

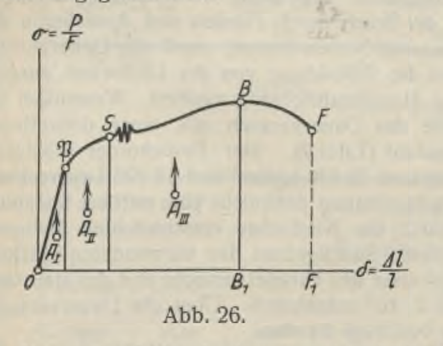


Abb. 26.

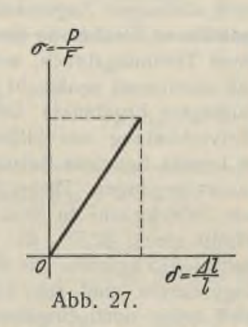


Abb. 27.

Solange die Formänderung rein elastisch (umkehrbar) ist, wird die mechanische Arbeit, die der Körper infolge seiner Elastizität in sich aufgespeichert hat, bei der Entlastung wieder zurückgegeben. Sie wird in der Elastizitätslehre als „elastische Formänderungsarbeit“ bezeichnet (Abb. 27).

Unter der Voraussetzung, daß die Last von Null aus stetig anwächst und das Proportionalitätsgesetz gilt, ist

$$A = \frac{1}{2} \cdot P \varDelta l$$
$$= \frac{1}{2} \cdot \sigma F \cdot \frac{\sigma}{E} \cdot l = \frac{1}{2E} \cdot \sigma^2 V.$$

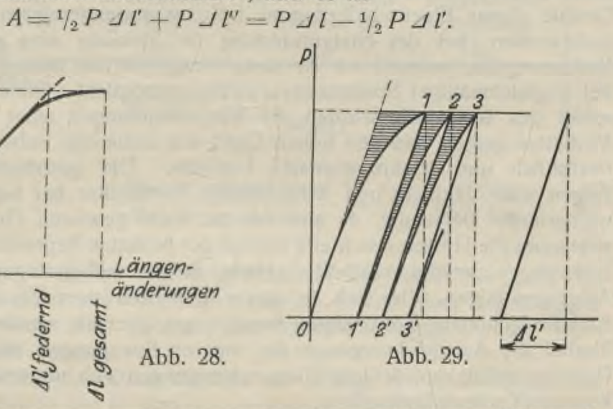
Die Längenänderungsarbeit ist also proportional dem Volumen des Stabes und dem Quadrat der Spannung. Würde der Stab plötzlich der Einwirkung der ganzen Last P, aber ohne Stoß, ausgesetzt und vom Einfluß der Zeit auf die Ausbildung der Formänderung abgesehen, so folgt

$$A = P \varDelta l = {}^1/_2 \varDelta l F \sigma$$
$$= 2 \cdot \frac{P}{F},$$

d. h. die den Stab mit ihrer ganzen Größe, jedoch ohne Stoß belastende Kraft veranlaßt theoretisch eine doppelt so hohe Beanspruchung, als wenn P von Null an stetig anwächst.

Treten unter einer gewissen Belastung neben der elastischen kleine bleibende Formänderungen auf (Abb. 28), so wird der Arbeitsanteil, den der Körper infolge seiner Elastizität aufnehmen kann, bei der Entlastung wieder zurückgegeben, der andere Teil ist umgesetzt, verbraucht. Die Gesamtlängenänderung $\varDelta l$ setzt sich zusammen aus einer federnden Längenänderung $\varDelta l'$ und einer bleibenden $\varDelta l''$, und es ist

$$A = {}^1/_2 P \varDelta l' + P \varDelta l'' = P \varDelta l - {}^1/_2 P \varDelta l'.$$



Nehmen bei wiederholter Belastung mit P die bleibenden Formänderungen $\varDelta l''$ ab, bis sie schließlich ganz verschwinden, und nur noch elastische Formänderungen auftreten, so hat ein Verfestigungsvorgang stattgefunden.

Bei jeder Belastung ist ein Teil der mechanischen Arbeit für innere Stoffumwandlung verbraucht worden. Wird ein Ausgleichzustand erreicht, so ist für die Schlußbelastung (Abb. 29)

$$A_D = \frac{1}{2} \cdot P \varDelta l' = \frac{1}{2E'} \cdot \sigma'^2 V'.$$

Die Gesamtformänderungsarbeit ist zu einer elastischen und gleichzeitig gegenüber der mechanischen Arbeit zu Beginn des Versuchs kleiner geworden. Durch die oftmals wiederholte Belastung ist wohl ein Teil des Arbeitsvermögens erschöpft, aber der Körper ist widerstandsfähiger geworden. Im Ausgleichzustand hat die gesamte Formänderungsarbeit einen Mindestbetrag erreicht.

Bei Stoffen mit vollkommen plastischem Verhalten entsprechend Abb. 30 nehmen die bleibenden Längenänderungen beim Überschreiten der Streckgrenze, die mit der Proportionalitätsgrenze zusammenfallend gedacht ist, immer weiter zu bis zum Bruch. Die Brucharbeit

$$A_B = P_B \varDelta l_B - {}^1/_2 P_B \varDelta l'_{\mathfrak{P}}$$

wird in der Hauptsache an der Bruchstelle verbraucht. Das nutzbare Arbeitsvermögen ist

$$A_v = {}^1/_2 P_B \varDelta l'_{\mathfrak{P}}.$$

Ist der Stoff bildsam, wobei die Lastlängenänderungslinie durch den in Abb. 31 dargestellten Verlauf gekennzeichnet ist, so ist das Arbeitsvermögen für einmalige stetig bis zum Eintritt des Bruches ansteigende Belastung

$$A_B = \frac{A_I + A_{II}}{V}.$$

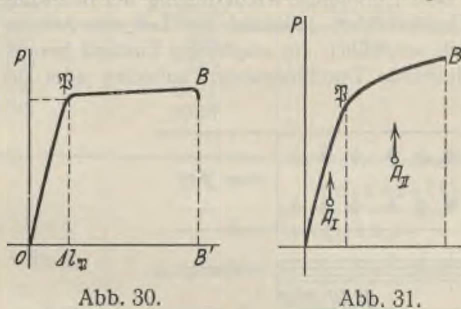


Abb. 30. Abb. 31.

Unter der Bruchbelastungsgrenze kann das Arbeitsvermögen durch oftmals wiederholte Belastung erschöpft werden. Wird auf der Grenze, bei der beim Dauerversuch gerade noch ein elastischer Ausgleichzustand erreicht wird, die wir also als Dauerproportionalitäts- oder Ermüdungsgrenze ($\mathfrak{D}\mathfrak{P}$-Grenze) bezeichnen können, die Belastung bis zum Ausgleich wiederholt, so ist das Arbeitsvermögen

$$A_v = \frac{1}{2E} \cdot \sigma^2_{\mathfrak{D}\mathfrak{P}}$$

und die Arbeit $P_{\mathfrak{D}\mathfrak{P}} \varDelta l'_{\mathfrak{D}\mathfrak{P}}$ verbraucht (Abb. 32a).

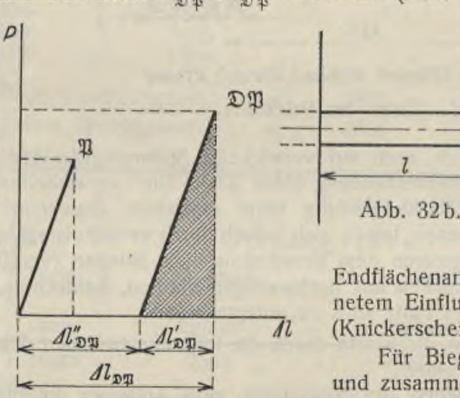


Abb. 32a.

Das Gesagte gilt sinngemäß auch für den Druckversuch bis zur Quetschgrenze, solange gleichmäßige Lastverteilung auf den Querschnitt vorausgesetzt werden darf, soweit also Endflächenreibung und Endflächenanspannung von untergeordnetem Einfluß sind und labile Zustände (Knickerscheinung) ausgeschaltet sind.

Für Biegung, Drehung, Schiebung und zusammengesetzte Beanspruchungen können analog die Formänderungsarbeiten und das Arbeitsvermögen bestimmt werden. Die Lösung der Aufgaben ist jedoch nicht so einfach wie bei achsialer Zug- und Druckbeanspruchung.

Bei der Biegung ergibt sich unter Vernachlässigung der Querkräfte und der örtlichen Zusammendrückungen der Teil der Biegungsarbeit, der sich aus Arbeiten der Längenänderungen zusammensetzt aus

$$A_B = \frac{1}{2} \int \frac{m_x^2}{EJ} \cdot ds,$$

wobei die Integration auf die ganze Länge des Körpers auszudehnen ist. Für den prismatischen, an einem Ende eingespannten, am freien Ende durch eine Kraft P belasteten Stab (Abb. 32b) ist

$$A_B = \frac{1}{6E} \cdot \frac{P^2 l^3}{J}$$

und beispielsweise für den Rechteckquerschnitt mit $J = \frac{1}{12} \cdot bh^3$ nach Einführung der Randfaserspannung k_b an der Einspannstelle

$$A_B = \frac{1}{18E} \cdot k_b^2 V,$$

d. h. die Biegungsarbeit ist wieder proportional dem Volumen des Stabes und dem Quadrat der größten Spannung.

Die Schiebungsarbeit, die von den Querkräften herrührt, ist

$$A_Q = \frac{1}{2G} \int ds \int \tau^2 \, dy \, dz = \frac{1}{2} \int x \cdot \frac{Q_x}{GF} \cdot dx$$
$$= \frac{1}{2G} \cdot x \cdot \frac{P^2 l}{F} = \frac{x}{2G} \cdot \tau_b^2 V$$

und die gesamte mechanische Arbeit für die am freien Ende eines prismatischen Balkens mit Rechteckquerschnitt angreifende Last P:

$$A = \frac{1}{2} \cdot P\,\delta = \frac{1}{18\,E} \cdot k_b^2\,V + \frac{3}{5\,G} \cdot \frac{P^2\,l}{b\,h}.$$

Für die mit einer Einzellast P in der Mitte belasteten frei aufliegenden Balken erhält man in analoger Weise abgeleitet
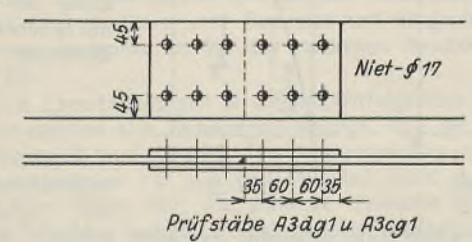
$$A = \frac{1}{2} \cdot P\,\delta = \frac{1}{96\,E} \cdot \frac{P^2\,l^3}{J} = \frac{x}{2\,G} \cdot \frac{P^2\,l}{F}$$

und für Rechteckquerschnitt:

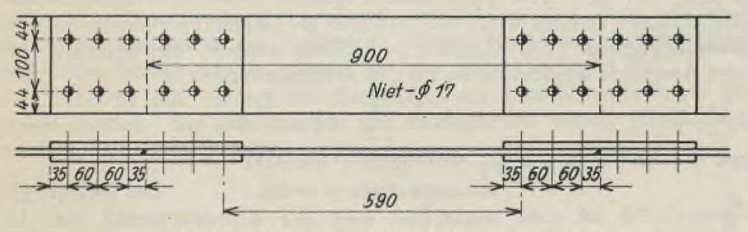
$$A = \frac{1}{2} \cdot P\,\delta = \frac{1}{18\,E} \cdot k_b^2\,V + \frac{3}{20\,G} \cdot \frac{P^2\,l}{b\,h},$$

wenn k_b die Randspannung mit Querschnitt und δ die Durchbiegung unter der Last P bedeutet.

Treten bei der Entlastung bleibende Durchbiegungen auf, so ist ein Teil der Arbeit verbraucht. Durch oftmalige Wiederholung der Belastung wird wie beim Zug- oder Druckversuch jedesmal ein Teil des Arbeitsvermögens verbraucht, bis sich schließlich ein elastischer Zustand herausbildet, bei dem nur noch federnde Durchbiegungen auftreten oder der Bruch eintritt.



Prüfstäbe A3dg1 u. A3cg1



Prüfstäbe A3ddz1, A3ddz2, A3cdz1, A3cdz2

Abb. 33. Form der Prüfstäbe.

Die Betrachtung läßt sich auch auf verwickelte Spannungszustände anwenden, z. B. in einer Nietverbindung (Abb. 33). Die verwickelten Spannungszustände in der Nietverbindung beim einfachen Zugversuch sind rechnerisch nicht zu erfassen, lassen sich jedoch durch verhältnismäßig einfache theoretische Überlegungen dem Verständnis nahe bringen (vergl. die Nietverbindungen bei Brücken aus hochwertigen Stählen, Bautechnik, Jahrgang 1928, Heft 8). Drei Fälle sind zu unterscheiden:

1. Belastungen, bei denen die Kräfte durch die Reibung zwischen den Blechen übertragen werden;
2. Belastungen, unter denen die Nietschäfte zum Anliegen an die Lochwände gekommen sind und damit unmittelbar zur Kräfteübertragung (durch Biegungs- und Schubbeanspruchung) herangezogen werden;
3. Belastungen, unter denen örtlich die Streck- oder Quetschgrenze des Werkstoffes überschritten wird, bis zum Bruch.

Man hat sich Jahrzehnte bemüht, die innere Spannungsverteilung in der belasteten Nietverbindung zu ergründen, ohne zu einem praktisch brauchbaren Ergebnis zu kommen. Wertvolle Aufschlüsse ergaben die im Auftrage der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und des Deutschen Stahlbau-Verbandes an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart unter Leitung von Professor Graf durchgeführten Dauerversuche.

Die Versuchskörper, dem üblichen statischen Zugversuch unterworfen, ergaben Lastverlängerungslinien, deren unsteter Verlauf deutlich zeigte, daß die Verbindung im ursprünglichen Zustand sich nicht elastisch verhält. Schon bei niederen Laststufen traten bleibende gegenseitige Verschiebungen der durch die Niete verbundenen Bleche auf.

Durch wiederholte Belastungen von einer unteren Grenze (300 kg) bis zu einer oberen Grenze stetig ansteigend und nach einer Ruhepause wieder absinkend, wurden nach einer mehr oder weniger großen Zahl von Wiederholungen Ausgleichzustände erreicht, bei denen sich die Verbindung elastisch verhielt. Die Verbindung hatte sich — in der Ausdrucksweise Schachenmeiers — auf diese Belastungszustände eingespielt. Durch Hinaufsetzen der oberen Belastungsgrenze wurden wieder Ausgleichzustände erreicht, bis schließlich nach weiterer Steigerung die Formänderungen dauernd zunahmen und der Bruch eintrat. Die Bruchfestigkeitswerte beim statischen Zugversuch und beim Dauerzugversuch einer dreireihigen Nietverbindung aus Flußstahl St 37 sind beispielsweise in Tafel 1 wiedergegeben. Der Versuchskörper $A\,3\,d\,z\,1$ ist bei wiederholter Belastung in den Grenzen 300 bis 41 300 kg entsprechend einer mittleren Spannung in dem durch die Nietlöcher verschwächten Stabquerschnitt von 2677 kg/cm² = 0,99 % der unteren Streckgrenze des verwendeten Flußstahls St 37 (2505 kg/cm²) nach 14 014 kg Wiederholungen der Belastung entzweigegangen. Durch Wiederholung des Versuchs an dem Parallelversuchskörper ($A\,3\,d\,z\,2$) wurde der Bruch bei der Laststufe 39 300 entsprechend einer mittleren Spannung in dem durch die Nietlöcher verschwächten Stabquerschnitt von 2514 kg/cm² = der unteren Streckgrenze des verwendeten Flußstahls St 37 (2505 kg/cm²) herbeigeführt. Die Grenze, bei der nach einer mehr oder minder großen Zahl von Wiederholungen von der unteren Grenze aus eben nur federnde Formänderungen hervorgerufen werden, liegt etwas unter der durch den Dauerversuch ermittelten Bruchlast. Sie gibt diejenige Belastung an, die der Verbindung in gleicher Weise oftmals wiederholt höchstens zugemutet werden darf. Während beim statischen Zugversuch der Bruch durch Fließen und Ausscheren des gestoßenen Bleches an den inneren Nieten eintrat, ergab der Dauerversuch einen Trennungsbruch, wobei die Rißbildung von der Lochwand ausgeht und annähernd senkrecht zur Hauptkraftrichtung verläuft. Wesentlich ungünstigere Ergebnisse lieferte der Dauerversuch mit einer dreireihigen Nietverbindung aus Siliziumstahl (Tafel 2). Der Probekörper $A\,3\,c\,d\,z\,1$ ist bereits bei einer Belastung von 39 300 kg/cm² und 12 225 Lastwechseln entzweigegangen. Dieser Bruchbelastung entspricht eine mittlere Spannung von 2456 kg/cm² in dem durch die Nietlöcher verschwächten Stabquerschnitt gleich 52,5 % der unteren Streckgrenze des verwendeten Siliziumstahls (4675 kg/cm²). Die Ergebnisse des Parallelversuchs und des statischen Zugversuchs sind der Tafel 2 zu entnehmen. Über die Dauerversuche wird später noch eingehend berichtet werden.

Zusammenfassung.

Die üblichen Festigkeitsrechnungen, die auf geometrischem Wege aus den Formänderungen oder auf analytischem Wege aus den Formänderungsarbeiten hergeleitet werden, beruhen auf der Voraussetzung einer linearen Beziehung zwischen Spannung und Verformung. Das Proportionalitätsgesetz ist die einfachste Annahme und für die Vereinfachung der Rechnung von erheblicher Bedeutung. Jenseits der Proportionalitätsgrenze verlieren die Rechnungen ihre Gültigkeit und werden dann viel schwieriger. Die Frage: Welche Umstände bedingen den Eintritt des Bruches, wie werden die Grenzspannungen im Bruchstadium ermittelt, ist für den Konstrukteur nicht eben wichtig, sie interessiert mehr den Wissenschaftler. Für die Beurteilung des Sicherheitsgrades unserer Bau- und Maschinenteile kommen die statischen Bruchfestigkeitswerte nur ausnahmsweise und nur mittelbar in Betracht; hierfür sind vielmehr die Anstrengungen maßgebend, die ein Bau- oder Werkstoff, ein Bau- oder Maschinenteil dauernd auszuhalten imstande ist. Die Grenze der Anstrengung kann nur durch Dauerversuche für die vorliegenden Belastungsfälle erkundet werden. An der Stelle der statischen Festigkeitswerte werden Ermüdungsfestigkeitswerte (Schwellungs- und Schwingungsfestigkeiten) zu treten haben, festgestellt durch Versuche, die den tatsächlichen Verhältnissen der praktischen Verwendung entsprechen. Bis zu der Ermüdungsgrenze darf für die Zwecke der praktischen Festigkeitsrechnung das Proportionalitätsgesetz genügend genau als erfüllt angesehen werden.

Die für den Bau- und Maschineningenieur wichtigen Bau- und Werkstoffe (Stahl, Beton, Stein, Holz) haben mehr oder weniger die Eigenschaft, sich bei höheren Anstrengungen bleibend zu verformen, bevor sie brechen. Gerade dieser Eigenschaft kommt bei zusammengesetzten Tragwerken, insbesondere bei der Nietverbindung im Stahlbau eine entscheidende Bedeutung zu, insoweit als sie einen Ausgleich der inneren Spannungen bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung ermöglicht. Ohne diese Eigenschaft des Werkstoffs würden die Nietverbindungen nicht das günstige Verhalten zeigen und den hohen Grad von Sicherheit aufweisen, den sie tatsächlich und erfahrungsgemäß besitzen. Die günstigen Wirkungen zeigen sich deutlich und zahlenmäßig feststellbar bei beliebig oftmals wiederholter Belastung, da sich bis zu einer gewissen Grenze der Anstrengung die Hysteresisschleife infolge der örtlichen Begrenzung der Formänderungen wieder schließt. Harte Stähle mit geringem plastischen Arbeitsvermögen, die sich in ihrem Verhalten dem Porzellan nähern, sind für genietete Konstruktion weniger geeignet als weiche Stähle, weil hierbei die Ausgleichvorgänge der inneren Spannungen sich in engeren Grenzen vollziehen, örtliche Überanstrengungen sich ungünstig auswirken können (Kerbempfindlichkeit).

Spannungsausgleich und Verfestigungsvorgänge lassen sich einwandfrei nur durch Dauerversuche feststellen. Sie ergeben den Vorteil, daß die unendlich kleinen Veränderungen beim einzelnen Belastungsvorgang sich durch oftmalige Wiederholung der Belastung summieren und daß der Eintritt des Ausgleichzustandes, selbst bei verwickelten Spannungszuständen, zuverlässig festgestellt werden kann.

Das „Einspielen" eines festen verformbaren Körpers bei oftmaliger Wiederholung einer bestimmten Belastung, derart, daß sich ein Ausgleichzustand herausbildet, bei dem nur noch federnde Formänderungen auf-

Tafel 1.

Baustoff, Blech St 37, Niete St. 34 Versuchsreihe A3d.

Gewöhnliche (statische) Zugversuche mit Stab A 3d g 1

Abmessungen									Werkstoffprobe		
Blech							Laschen		Streckgrenze		Zugfestigkeit
Breite	Dicke	F	F_n	$\frac{d^2\pi}{4}$	$2\cdot\frac{d^2\pi}{4}n$	$d\,n\,\delta$	Breite	Dicke	σ_o obere	σ_u untere	
mm	mm	cm²	cm²	cm²	cm²	cm²	mm	mm	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
189,0	10,1	19,09	15,66	2,27	27,24	10,4	189,0	10,4	2545	2505	3770

Belastungen				Zugehörige Zugspannungen	Scherbeanspruchungen		Lochwanddrücke	
Zul. rechn. Belastung nach B. E.	Mindeststreckgrenze nach B. E.	Mindestbruchfestigkeit nach B. E.	Durch Versuch festgestellte Bruchlast	$\sigma = \frac{P}{F_n}$	$\tau = \frac{P}{2\cdot\frac{d^2\pi}{4}\cdot n}$	$\tau_{zul} = 0{,}8\,\sigma$	$\sigma_l = \frac{P}{d\,n\,\delta}$	$\sigma_{zul} = 2{,}5\,\sigma$
kg	kg	kg	kg	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
21 924				1400	805	1120	2128	3500
	37 584			2400	1380		3650	
		57 942		3700	2127		5625	
			71 800	4585	2635		6971	

Dauerzugversuche mit Stab A 3d dz 1

Abmessungen									Werkstoffprobe		
Blech							Laschen		Streckgrenze		Zugfestigkeit
Breite	Dicke	F	F_n	$\frac{d^2\pi}{4}$	$2\cdot\frac{d^2\pi}{4}n$	$d\,n\,\delta$	Breite	Dicke	σ_o obere	σ_u untere	
mm	mm	cm²	cm²	cm²	cm²	cm²	mm	mm	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
188,3	10,0	18,83	15,43	2,27	27,24	10,2	188,3	10,45	2545	2505	3770

Belastungen				Zugehörige Zugspannungen	Scherbeanspruchungen		Lochwanddrücke	
Zul. rechn. Belastung nach B. E.	Mindeststreckgrenze nach B. E.	Mindestbruchfestigkeit nach B. E.	Durch Versuch festgestellte Bruchlast	$\sigma = \frac{P}{F_n}$	$\tau = \frac{P}{2\cdot\frac{d^2\pi}{4}\cdot n}$	$\tau_{zul} = 0{,}8\,\sigma$	$\sigma_l = \frac{P}{d\,n\,\delta}$	$\sigma_{zul} = 2{,}5\,\sigma$
kg	kg	kg	kg	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
21 602				1400	793	1120	2118	3500
	37 032			2400	1359		3630	
		57 091		3700	2096		5597	
			41 300	2677	1516		4049	

$$\frac{\text{Dauerbruchfestigkeit}}{\text{Zul. Beanspruchung}} = \frac{\sigma_{BD}}{\sigma_{zul}} = \frac{2677}{1400} = 1{,}91 \qquad \frac{\text{Dauerbruchfestigkeit}}{\text{untere Streckgrenze}} = \frac{\sigma_{BD}}{\sigma_u} = \frac{2677}{2505} = 1{,}07$$

Dauerzugversuche mit Stab A 3d dz 2

Abmessungen									Werkstoffprobe		
Blech							Laschen		Streckgrenze		Zugfestigkeit
Breite	Dicke	F	F_n	$\frac{d^2\pi}{4}$	$2\cdot\frac{d^2\pi}{4}n$	$d\,n\,\delta$	Breite	Dicke	σ_o obere	σ_u untere	
mm	mm	cm²	cm²	cm²	cm²	cm²	mm	mm	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
188,7	10,1	19,06	15,63	2,27	27,24	10,3	188,7	10,35	2545	2505	3770

Belastungen				Zugehörige Zugspannungen	Scherbeanspruchungen		Lochwanddrücke	
Zul. rechn. Belastung nach B. E.	Mindeststreckgrenze nach B. E.	Mindestbruchfestigkeit nach B. E.	Durch Versuch festgestellte Bruchlast	$\sigma = \frac{P}{F_n}$	$\tau = \frac{P}{2\cdot\frac{d^2\pi}{4}\cdot n}$	$\tau_{zul} = 0{,}8\,\sigma$	$\sigma_l = \frac{P}{d\,n\,\delta}$	$\sigma_{zul} = 2{,}5\,\sigma$
kg	kg	kg	kg	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
21 882				1400	803	1120	2124	3770
	37 512			2400	1377		3642	
		57 831		3700	2123		5614	
			39 300	2514	1443		3815	

$$\frac{\text{Dauerbruchfestigkeit}}{\text{Zul. Beanspruchung}} = \frac{\sigma_{BD}}{\sigma_{zul}} = \frac{2514}{1400} = 1{,}79 \qquad \frac{\text{Dauerbruchfestigkeit}}{\text{Zul. Beanspruchung}} = \frac{\sigma_{BD}}{\sigma_u} = \frac{2514}{2505} = 1{,}00$$

treten, ist längst bekannt und vom Praktiker als Selbsthilfe oder als Schlauheit des Materials bezeichnet worden. Von dem selbsttätigen Spannungsausgleich wird im Bau- und Maschineningenieurwesen weitgehend Gebrauch gemacht.

Die Ergebnisse der Dauerversuche an Stoffen mit plastischem und bildsamem Verhalten und an zusammengesetzten Konstruktionsteilen (Nietverbindungen) können in folgendem Satz, der als Erweiterung des Hookeschen Elastizitätsgesetzes gelten darf, zusammengefaßt werden:

Von den unendlich vielen Möglichkeiten der Spannungsverteilung und des inneren Kräftespiels in einem belasteten, festen und verformbaren Körper mit plastischem und bildsamem Verhalten, die mit dem Gleichgewicht zu vereinbaren sind, stellt sich bei oftmaliger Be- und Entlastung durch Auslösung von Vorspannungen, Auftreten von kleinsten Gleitungen und Verzerrungen und andere Vorgänge bis zu einer gewissen Belastungsgrenze ein Ausgleichzustand mit elastischem Verhalten ein, bei dem die gesamte Formänderungsarbeit einen den obwaltenden Umständen entsprechenden Mindestwert erreicht.

Diese Erkenntnis bedeutet einen wesentlichen Schritt vorwärts auf dem Wege von der Vielfältigkeit der sinnlichen Erscheinungen zu einer einheitlichen Darstellung in der Theorie.

Ursprünglich sind die Ingenieure in der Beurteilung der Tragfähigkeit ihrer Gebilde vom Bruch ausgegangen. Sie forderten „Bruchsicherheit“ und setzten folgerichtig: Sicherheitsgrad $= \frac{\text{tragbare Last}}{\text{Nutzlast}}$.

Etwas anderes war jedoch die Begriffsbestimmung: Sicherheitsgrad $= \frac{\text{Bruchfestigkeit}}{\text{zulässige Spannung}}$, wobei die Bruchfestigkeitswerte aus statischen Belastungsversuchen ermittelt wurden. Ganz abgesehen davon, daß die Spannungsverhältnisse bei dem aus statischen Versuchen sich ergebenden Brüchen der theoretischen Behandlung nicht zugänglich sind, weil

Tafel 2.

Baustoff, Blech St Si, Niete St Si. Versuchsreihe A 3c.

Gewöhnliche (statische) Zugversuche mit Stab A 3c g 1

Abmessungen									Werkstoffprobe		
Blech							Laschen		Streckgrenze		Zugfestigkeit
Breite	Dicke	F	F_n	$\frac{d^2 \pi}{4}$	$2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} n$	$d n \delta$	Breite	Dicke	σ_o obere	σ_u untere	
mm	mm	cm²	cm²	cm²	cm²	cm²	mm	mm	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
188,4	10,1	19,03	15,56	2,32	27,84	10,42	188,4	10,0	4390	4140	6010

Belastungen				Zugehörige Zugspannungen	Scherbeanspruchungen		Lochwanddrücke	
Zul. rechn. Belastung nach B. E.	Mindest-streckgrenze nach B. E.	Mindest-bruchfestigkeit nach B. E.	Durch Versuch festgestellte Bruchlast	$\sigma = \frac{P}{F_n}$	$\tau = \frac{P}{2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot n}$	$\tau_{zul} = 0{,}8\,\sigma$	$\sigma_l = \frac{P}{d n \delta}$	$\sigma_{l\,zul} = 2{,}5\,\delta$
kg	kg	kg	kg	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
32 676				2100	1174	1680	3136	5250
	56 016			3600	2012		5376	
		74 688		4800	2683		7168	
			94 000	6041	3376		9021	

Dauerzugversuche mit Stab A 3c d z 1

Abmessungen									Werkstoffprobe		
Blech							Laschen		Streckgrenze		Zugfestigkeit
Breite	Dicke	F	F_n	$\frac{d^2 \pi}{4}$	$2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} n$	$d n \delta$	Breite	Dicke	σ_o obere	σ_u untere	
mm	mm	cm²	cm²	cm²	cm²	cm²	mm	mm	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
188,3	10,4	19,58	16,0	2,32	27,84	10,73	188,3	9,7	4780	4675	6325

Belastungen				Zugehörige Zugspannungen	Scherbeanspruchungen		Lochwanddrücke	
Zul. rechn. Belastung nach B. E.	Mindest-streckgrenze nach B. E.	Mindest-bruchfestigkeit nach B. E.	Durch Versuch festgestellte Bruchlast	$\sigma = \frac{P}{F_n}$	$\tau = \frac{P}{2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot n}$	$\tau_{zul} = 0{,}8\,\sigma$	$\sigma_l = \frac{P}{d n \delta}$	$\sigma_{l\,zul} = 2{,}5\,\sigma$
kg	kg	kg	kg	kg/cm³	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
33 600				2100	1207	1680	3131	5250
	57 600			3600	2069		5368	
		76 800		4800	2759		7157	
			39 300	2456	1412		3663	

$$\frac{\text{Dauerbruchfestigkeit}}{\text{zul. Beanspruchung}} = \frac{\sigma_{BD}}{\sigma_{zul}} = \frac{2465}{2100} = 1{,}17 \qquad \frac{\text{Dauerbruchfestigkeit}}{\text{untere Streckgrenze}} = \frac{\sigma_{BD}}{\sigma_u} = \frac{2465}{4675} = 0{,}528$$

Dauerzugversuche mit Stab A 3c d z 2

Abmessungen									Werkstoffprobe		
Blech							Laschen		Streckgrenze		Zugfestigkeit
Breite	Dicke	F	F_n	$\frac{d^2 \pi}{4}$	$2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} n$	$d n \delta$	Breite	Dicke	σ_o obere	σ_u untere	
mm	mm	cm²	cm²	cm²	cm²	cm²	mm	mm	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
187,9	10,1	18,98	15,51	2,32	27,84	10,42	187,9	9,8	4780	4675	6325

Belastungen				Zugehörige Zugspannungen	Scherbeanspruchungen		Lochwanddrücke	
Zul. rechn. Belastung nach B. E.	Mindest-streckgrenze nach B. E.	Mindest-bruchfestigkeit nach B. E.	Durch Versuch festgestellte Bruchlast	$\sigma = \frac{P}{F_n}$	$\tau = \frac{P}{2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot n}$	$\tau_{zul} = 0{,}8\,\sigma$	$\sigma_l = \frac{P}{d n \delta}$	$\sigma_{l\,zul} = 2{,}5\,\sigma$
kg	kg	kg	kg	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
32 571				2100	1170	1680	3126	5250
	55 836			3600	2005		5358	
		74 448		4800	2674		7144	
			41 300	2662	1483		3963	

$$\frac{\text{Dauerbruchfestigkeit}}{\text{zul. Beanspruchung}} = \frac{\sigma_{BD}}{\sigma_{zul}} = \frac{2662}{2100} = 1{,}27 \qquad \frac{\text{Dauerbruchfestigkeit}}{\text{untere Streckgrenze}} = \frac{\sigma_{BD}}{\sigma_u} = \frac{2662}{4675} = 0{,}57$$

die Elastizitätsbedingungen, unter denen man bei der Berechnung der Gebrauchsbeanspruchungen zu rechnen pflegt, nicht mehr zutreffen, war die Begriffsbestimmung für Bauteile, die wiederholten Belastungen und Schwingungen ausgesetzt sind, unzulänglich. Später ist für Stahlbauwerke die Forderung aufgestellt worden, daß die Elastizitätsgrenze nicht überschritten werden darf. Man hat dabei nicht beachtet, daß örtliche Überschreitungen der Elastizitätsgrenze gar nicht zu umgehen sind (Beispiel: die Nietverbindung im Stahl) und daß die durch statische Versuche ermittelte Elastizitätsgrenze nicht als feststehend angesehen werden darf.

Neuerdings ist die aus statischen Versuchen ermittelte untere Streckgrenze als Berechnungsgrundlage für den Konstrukteur empfohlen worden. Man muß sich jedoch darüber klar sein, daß örtlich auch die Streckgrenze überschritten wird und daß nur ein Werkstoff mit plastischem Verhalten dies ohne Schaden für die Gesamtkonstruktion ertragen kann. Diese örtliche Überschreitung der Streckgrenze ist z. B. bei der Nietverbindung notwendig, damit sie sich einspielt, die einzelnen Niete eine Verbindung möglichst gleichmäßig zur Kraftübertragung herangezogen, alle Niete möglichst gleichmäßig ausgenutzt werden. Diese inneren Vorgänge können nur durch Dauerversuche erfaßt werden. Bis zum Eintritt des Ermüdungsbruchs darf nach unserer heutigen Erkenntnis elastisches Verhalten angenommen werden, wie wir das bisher schon in unserer Rechnung vorausgesetzt haben. Dieses Verhalten ist den Eigenschaften des Werkstoffs, die wir als Zähigkeit und Verfestigungsfähigkeit kennengelernt haben, zu verdanken. Hiernach erscheint die Rechnungsweise des Ingenieurs gerechtfertigt, wenn bezüglich der Sicherheit an Stelle der aus statischen Vorgängen ermittelten Beanspruchungsgrenzen die Ermüdungsgrenzen gesetzt werden, ermittelt aus Dauerversuchen, die den Verhältnissen der Anwendung entsprechen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Verstärkung der Wiedbrücke.

In den Ausführungen von Herrn Dipl.-Ing. M. Thümecke über die Verstärkung der Wiedbrücke im „Stahlbau" 1929, Heft 4, wird über eine neue Art der Berechnung berichtet, die auf Wunsch der Hauptverwaltung der D.R.G. bei der Verstärkung der Wiedbrücke angewandt wurde.

Wie in dem Aufsatz eingangs erwähnt, war es bisher üblich, bei Verstärkung einer Brücke ohne Entlastung durch Gerüste dem alten Querschnitt die Aufnahme des gesamten Eigengewichts, dem alten und dem Verstärkungsquerschnitt zusammen die Aufnahme der Verkehrslast zuzuweisen. Besondere Rücksicht auf die Art der Aufbringung der Verstärkungsteile wurde dabei nicht genommen. Werden auch Knotenbleche ausgewechselt, so ist es bei zweiwandigen Querschnitten nicht zu vermeiden, daß vorübergehend einzelne Stäbe exzentrisch angeschlossen werden. Bei der Wiedbrücke wurde dies dadurch berücksichtigt, daß für die Aufnahme des Eigengewichts nur die eine Hälfte der vorübergehend durch ein Knotenblech angeschlossenen Stäbe herangezogen wurde. Dies erscheint zu weitgehend.

Es besteht kein Grund zu der Annahme, daß ein Stab, der zunächst mit gewisser Kraft gezogen, dann verstärkt und nun bis zum Zerreißen belastet wird, eine andere Bruchlast aufweise als ein Stab, der von vornherein den größeren Querschnitt hat. Sobald bei ersterem in den alten Querschnitten die Streckgrenze erreicht ist, werden die weiter hinzutretenden Lasten allein von den Verstärkungsteilen aufgenommen, bis auch in diesen die Spannung der Streckgrenze erreicht ist. Erst wenn sich derart die Spannung über den ganzen Querschnitt ausgeglichen hat, folgt die weitere gleichmäßige Spannungszunahme bis zur Bruchgrenze. Man kann nicht hiergegen einwenden, daß in einem Brückenbauwerk die Streckgrenze nirgends erreicht werden dürfte. Natürlich darf die mittlere Spannung des ganzen Querschnitts stets nur ein Bruchteil der Spannung an der Streckgrenze sein; dies hindert jedoch nicht, daß einzelne Querschnittsteile erheblich höhere Spannungen haben dürfen, ohne den Sicherheitsgrad zu beeinflussen. Die in den üblichen Festigkeitsrechnungen nachgewiesenen Spannungswerte sind doch nur Mittelwerte, die aus vereinfachten Annahmen gewonnen werden; sie dürfen nicht darüber täuschen, daß in jedem Stahlbauwerk unter Gebrauchslast die Streckgrenze an vielen Punkten erreicht wird. Einzelne Konstruktionsgebräuche rechnen ja ohne weiteres damit. Z. B. ist in jedem größeren Nietanschluß, der mehr als 4 bis 5 Nietreihen hintereinander enthält, eine annähernd rechnungsmäßige Verteilung der Kraft auf die Niete nur denkbar, wenn in den ersten Reihen die Niete erheblich überbeansprucht werden.

Man kann also mit guten Gründen die Ansicht vertreten, daß bei Brücken, die ohne Entlastung verstärkt wurden, ständige Last und Verkehrslast rechnerisch durch den Gesamtquerschnitt aufzunehmen sind, und daß dann noch die verlangte Sicherheit vorhanden ist. — Üblich ist in solchem Falle, wie eingangs erwähnt, die ständige Last durch den alten, die Verkehrslast durch den verstärkten Querschnitt aufnehmen zu lassen.

Darüber noch hinauszugehen, wie bei Berechnung der Wiedbrücke geschehen, und dadurch ein erhebliches Mehrgewicht an Verstärkungsteilen zu benötigen, dafür ist meines Erachtens kein triftiger Grund vorhanden. Die während der Montage entstehende ungleichmäßige Lagerung der Spannungen aus ständiger Last ist im fertigen Bauwerk als Nebenspannung zu betrachten.

Irrig ist auch die Ansicht, daß die dargelegte Berechnungsart genaue Angaben über die zu erwartenden Randspannungen ergeben werde. Ein zweiwandiger Gurt, dessen Hälften miteinander verbunden sind, der aber nur an den Knotenblechen einer Hälfte angeschlossen ist, verhält sich wie ein exzentrisch gezogener Stab. Seine Achse müßte also im Grundriß eine Krümmung annehmen. Dies wird durch den Windverband bezw. durch Montagemaßnahmen verhindert. Beide Einflüsse wirken dahin, den Gurt möglichst gerade zu halten, d. h., beiden Gurthälften gleiche Spannung zu geben. Anders ausgedrückt kann man sagen:

Bei exzentrischer Belastung von Fachwerkstäben (exzentrisch im Grundriß) treten Kräfte senkrecht zur Fachwerkebene auf.

Eine wirklich genaue Berechnung müßte sich also gegebenenfalls auf ein räumliches System beziehen. Dipl.-Ing. Hömberg, Köln.

Der Hinweis des Herrn Hömberg, daß ein Stab, dessen Einzelteile zu Anfang der Belastung ungleich beansprucht sind, bei weiterer bis zur Streckgrenze zunehmender Belastung dieselbe Bruchlast aufweist wie ein anderer Stab mit gleichmäßig verteilter Grundspannung, ist nur unter gewissen Voraussetzungen gültig.

Sind nämlich die Anfangsspannungen unsymmetrisch zur Schwerlinie des Gesamtquerschnitts verteilt, so treten zu den Normalspannungen Biegungsspannungen, durch welche die Bruchfestigkeit des Stabes bedeutend herabgesetzt wird.

Aber auch bei symmetrisch verteilten Anfangsspannungen bestehen Gefahrenpunkte, die u. U. eine erheblich geringere Bruchlast des Stabes bewirken können. und zwar sind dies besonders die Nietverbindungen an den Anschlüssen und Stößen. Wie Herr Hömberg selbst anführt, werden bei jedem längeren Nietanschluß die Niete der ersten Reihen bereits unter normalen Verhältnissen erheblich überbeansprucht, so daß diese Niete bei Beanspruchung der Querschnittsteile bis zur Streckgrenze bereits außer Wirkung gesetzt sein dürften. Es würden also die Nietverbindungen unter diesen Verhältnissen nacheinander gelöst und zerstört, wodurch die Bruchlast des betreffenden Stabes ebenfalls erheblich herabgesetzt wird.

Ob durch eine entsprechend kräftigere Vernietung diesem Übelstand abgeholfen werden kann, müßte erst durch eingehende Versuche begründet werden. Auf keinen Fall ist es zulässig, auf Grund theoretischer Überlegungen sich auf einen Ausgleich der Kräfte verlassen zu wollen und die ungleichen nicht unerheblichen Anfangsspannungen den Nebenspannungen zuzuweisen.

Soweit die Stäbe der Wiedbrücke in Betracht kommen, sind diese sämtlich infolge des Montagevorganges durch die ständige Last stark exzentrisch belastet. Ein Ausgleich der Spannungen innerhalb der Elastizitätsgrenze findet nicht statt, so daß also eine Wandung bei Bemessung der Stab-Querschnitte nach dem Vorschlag von Herrn Hömberg überbeansprucht sein würde. Um einen Ausgleich der Kräfte im unelastischen Bereich zu ermöglichen, müßten auf jeden Fall, wie bereits oben erwähnt, die Nietverbindungen an den Stößen und Anschlüssen erheblich tragfähiger ausgebildet werden, als dem Querschnitt der betreffenden Wandung entspricht, und zwar mindestens in dem bei der Wiedbrücke ausgeführten Maße.

Betrachtet man nun die weitere Frage, ob ein Ausgleich der angeführten Biegungsspannungen im unelastischen Bereich überhaupt bei zunehmender Belastung möglich ist, d. h., ob die bei einer Brücke vorhandenen Quer- und Windverbände erzwingen, daß die infolge der ungleichen Vorspannungen vorhandenen Verbiegungen der Stäbe verschwinden, so kann man aus einer theoretischen Überlegung heraus dies nicht ohne weiteres bejahen. Bei Brücken mit oberem Verband kann dieser im gewissen Grade ausgleichend wirken. Da aber die Grenzen dieser Wirkung nur dem Gefühl nach, nicht aber rechnerisch erfaßt werden können, ist meiner Ansicht nach die bei der Wiedbrücke angewandte Berechnungsart, als auf der sicheren Seite liegend, unbedingt zu empfehlen.

Dipl.-Ing. Thümecke, Rheinbrohl a/Rhein.

Verschiedenes.

Die Drahtbrüche in den Kabeln der Mount-Hope- und der Detroit-Windsor-Hängebrücken, über die in der Bautechnik, Heft 21 vom 17. Mai 1929 und andernorts bereits kurz berichtet worden ist, sind eine für die Erbauer der Brücken recht kostspielige Erfahrung, die wieder auf die Notwendigkeit hinweist, bei der Verwendung neuer Baustoffe äußerst vorsichtig zu sein, kostet doch allein der Ersatz der Kabel der kleineren Mount-Hope-Brücke die Unternehmer etwa 2 000 000 $.

Das Material der Kabel war ein hier zum ersten Male verwendetes neues Material, das als „warm behandelt" (Heat-treated) bezeichnet wird, also offenbar aus vergütetem Stahl kalt gezogen ist.

Das bisher bei den amerikanischen Drahtkabelbrücken verwendete Material hatte etwa 150 kg/mm² Festigkeit, auf 254 mm Länge 4% Dehnung, und seine Streckgrenze lag bei 100 kg/mm². Bei dem neuen Material sollte die Festigkeit nur wenig höher, bei 155 kg/mm² liegen, die Streckgrenze aber bei 133 kg/mm²; die vorgeschriebene Dehnung war ebenfalls 4% auf 254 mm Länge. Es ließ sich anstandslos um einen Dorn von der vierfachen Dicke des Drahtes, also rund 20 mm biegen.

Bei Vorversuchen hatte sich sogar gezeigt, daß sich die Drähte um einen Dorn von der Dicke des Drahtes biegen ließen ohne sichtbare Schädigung. Die Einschnürung betrug beim Zugversuch mindestens 30% des Querschnitts.

Die Abnahme des Drahtes erfolgte gemeinsam mit dem Material für die Detroiter Brücke durch Modjeski und Chase, zwei hochangesehene Ingenieure, die wie die Entwurfsverfasser und obersten Bauleiter der Mount-Hope-Brücke, Robinson und Steinmann, ganz besonders große Erfahrung im Bau von Kabelbrücken haben. Nach einer Nachricht in dem „Boston Evening Transcript" vom 3. April 1929 erfolgte außer den üblichen Abnahmeversuchen hier zum ersten Male eine weitere Untersuchung des ganzen Drahtmaterials auf magnetischem Wege.

Es ist bekannt, daß zwischen den Festigkeitseigenschaften des Stahles — Bruchfestigkeit, Streckgrenze, Härte usw. — und der Magnetisierbarkeit Zusammenhänge bestehen[1]).

Indem man nun den fertig gezogenen Draht beim Auflaufen auf die Haspel als Kern durch die primäre Spule eines kleinen Transformators laufen ließ, die durch Wechselstrom erregt wurde, erzeugten alle Unregelmäßigkeiten in der Beschaffenheit des Drahtes in dem sekundären Stromkreise gleichfalls Schwankungen, die automatisch eine Glocke in Tätigkeit setzten und ein Schaltwerk auslösten, durch das die vorliegende Drahtstelle mit Farbe gekennzeichnet wurde. — Man konnte also mit gutem Grunde erwarten, daß das Drahtmaterial allen Anforderungen genügte.

Die Kabel wurden nun nach dem schon so oft bewährten Röblingschen Luftspinnverfahren hergestellt. Dabei werden die einzelnen Drähte an den Kabelenden um die Kabelschuhe, hufeisenförmige Stahlgußstücke mit 484 mm Durchmesser, geschlungen, die die Verbindung des Kabels mit den Augenstabketten der Verankerung herstellen.

Hierbei wurde insofern von der üblichen Arbeitsweise abgewichen, als die Drähte, bevor sie um die Kabelschuhe gelegt wurden, vorgebogen wurden, indem man sie um eine Scheibe von 242 mm bog — offenbar um die große Steifigkeit des harten Drahtes zu überwinden und ein sattes Anliegen der Drähte an die Schuhe zu sichern.

Man hat den Eindruck, daß dies Verfahren vielleicht zu dem bedauerlichen Ergebnis geführt hat. — Denn wenn ein Draht von der Dicke δ mit einer Kraft P gezogen und so gebogen wird, daß der doppelte Krümmungshalbmesser D ist, so ist bekanntlich

$$\sigma = \frac{4P}{\pi \delta^2} + \frac{E\delta}{D}.$$

[1]) Vergl. Oberhoffer, Das technische Eisen, Abschnitt V, 3; Sachs, Grundbegriffe der mechanischen Technologie der Metalle, Abschnitt II, C.

In der fertigen Brücke beträgt der größte Zug, für den die Kabel bemessen sind, etwa 1100 kg für einen Draht, und zwar wird diese größte Beanspruchung wohl in den Rückhaltekabeln, also auch am Schuh auftreten. Der Durchmesser δ ist 5 mm und der Schleifendurchmesser D am Kabelschuh 489 mm, so daß sich rein rechnungsmäßig

$$\sigma = \frac{4 \cdot 1100}{\pi \cdot 0{,}5^2} + \frac{2\,100\,000 \cdot 0{,}5}{48{,}9}$$

$$= 5600 + 21\,500 = 27\,100 \text{ kg/cm}^2$$

ergibt, eine Spannung, die dem Doppelten der Bruchlast nahekommt.

Da zahlreiche ausgeführte Brücken Kabel aus Drähten gleicher Stärke haben, die um Kabelschuhe von ähnlichen Durchmessern gelegt sind (bei der Manhattanbrücke beträgt der Durchmesser der Kabelschuhe nur 413 mm) und sich bisher bei allen Untersuchungen der älteren Brücken nirgends Brüche wie bei der Mount-Hope-Brücke gezeigt haben, war offenbar das bisher verwendete Drahtmaterial zäh genug, daß es die große Dehnung der äußeren Faser, die von der Biegung herrührte, aushalten konnte.

Allerdings dürften die Durchmesser der Kabelschuhe besser größer gewählt werden. Die Spannung in den Drähten wird nämlich um so kleiner, je größer man D wählt [2]).

Leider ist der Vergrößerung der Schuhe durch die Rücksicht auf den Einbau eine wohl nicht allzu weite Grenze gesetzt.

Bei der Mount-Hope-Brücke waren nun die Drähte durch Umbiegen um eine Scheibe von 242 mm Durchmesser vorgebogen worden. Der Zug im Draht war dabei praktisch wohl so klein, daß er vernachlässigt werden konnte. Dann bildete die Mittellinie des Drahtes eine Schleife von 247 mm Durchmesser, die äußerste Faser von 252 mm Durchmesser, so daß sich diese um $\frac{5 \cdot 100}{252}$ = rd. 2 % hatte dehnen müssen und selbst nach dem Umlegen um den doppelt so weiten Kabelschuh noch 1 % gedehnt blieb, was für das harte Material recht erhebliche Kaltreckung bedeutet. Wie groß die Spannung bei dieser Dehnung ist und wie sich die Spannungen über den Querschnitt verteilen, läßt sich ohne genaue Kenntnis der Spannungsdehnungskurve des Drahtmaterials auch nicht annäherungsweise ermitteln. Es kann aber als sicher angesehen werden, daß die vorherige scharfe Biegung der Drähte um eine Scheibe vom halben Durchmesser des Kabelschuhes und die damit verbundene Kaltreckung das ohnehin im Schuh über die Elastizitätsgrenze beanspruchte Material geschädigt hat und somit eine der Ursachen — wenn auch vielleicht andere mitgesprochen haben mögen — für die zahlreichen Brüche gewesen ist.

Es ist zu erwarten, daß das Ergebnis der Untersuchung bekanntgegeben wird. Es liegt das ja im Interesse der Ingenieure in aller Welt, und die Offenheit, mit der in den Vereinigten Staaten auch die Schwierigkeiten, die auftreten, die Fehler, die etwa gemacht worden sind, besprochen und bekanntgegeben werden, hebt sich wohltuend ab von dem System der Vertuschung, das andernorts böse Erfahrungen geheimhält und damit unter Umständen die moralische Mitschuld trägt für Unglücksfälle und Schädigungen, die leicht vermieden worden wären, wenn jeder so offen auch seine unangenehmen Erfahrungen veröffentlichte, wie das die amerikanischen Berufsgenossen zu tun pflegen. *u.*

Hochofenbauten der Gutehoffnungshütte A.-G. Oberhausen. II. Das Hochofenwerk in Ymuiden. Das nachstehend behandelte Hochofenwerk in Ymuiden ist in den Jahren 1921/22 aus einem Guß, und zwar vollständig nach amerikanischen Vorbildern gebaut worden. Es ist für die „Koninklijke Nederlandsche Hoogovens en Staalfabrieken" an der Ausmündung des Amsterdam mit dem Meere verbindenden Nordseekanals errichtet, wodurch es möglich wird, Eisenbahnförderung fast völlig zu vermeiden. Dementsprechend ist die ganze Anlage des Werkes auf Wassertransport zugeschnitten. Sie sei im folgenden in teilweiser Wiedergabe eines ausführlichen Berichts von Ledeboer in „Stahl u. Eisen" 1925, Heft 52, kurz beschrieben.

Die allgemeine Anordnung geht aus der Übersichtszeichnung Abb. 1 und der Aufnahme Abb. 2 hervor: Das Erz- und Kohlenlager liegt am Hafen; ihm gliedern sich am westlichen Teil Bunker, Hochofenanlage, Gießhallen und schließlich das Kraftwerk an, am östlichen Teil Kohlen- und Koksaufbereitungsanlage, Koksöfen und Anlagen zur Gewinnung der Nebenerzeugnisse.

[2]) Es hätte keinen Sinn, etwa aus der Gleichung für σ durch Differentiation nach S die Bedingung für die günstigste Drahtstärke S als Funktion von P und D abzuleiten, da P ja selbst von der Drahtstärke abhängt. Der erste Teil des Ausdruckes für σ ist eben die für das Kabel gewählte Beanspruchung σ_{zul}.

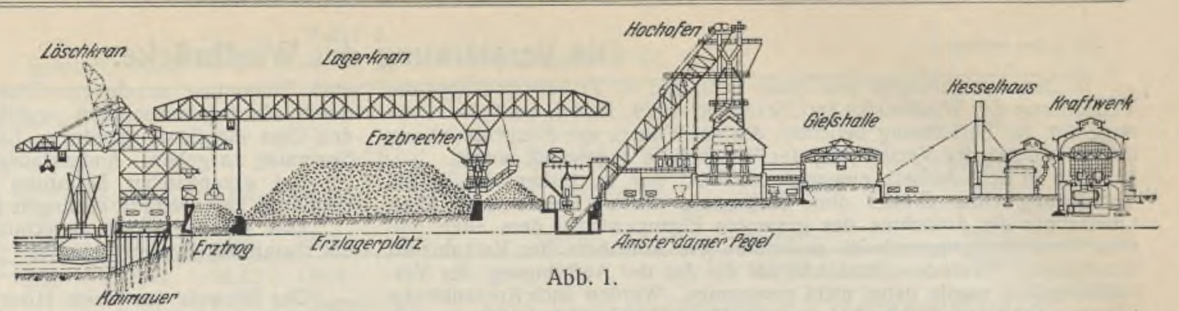


Abb. 1.

Durch diese Anordnung werden die Rohstoffwege möglichst kurz. Erz und Kalkstein kommen auf kürzestem Wege auf Lager und von da in die Erztaschen; das Kohlenlager liegt in unmittelbarer Nähe der Aufbereitungsanlage und ist durch ein kurzes Gleis mit ihr verbunden. Im Eisenbahnwagen herangeführte Kohle wird auf eigenem, am Rangierplatz anschließendem Gleis zugeführt; der Weg für den Koks ist nicht länger, als durch die Steigung des auf die Bunker führenden Gleises bedingt wird. Die Hochofenschlacke wird bequem dem nach Westen liegenden Schlackenberg zugeführt; das gleiche gilt für das Eisen und das Eisenlager. Endlich ist die Hochofengasleitung zum Kraftwerk kurz und gerade. Nur die Kühlwasserleitung vom Hafen zum Kraftwerk ist lang ausgefallen.

Beim Entwurf von Hafenanlage und Lagerplatz war maßgebend, daß einmal die Ladevorrichtungen gute Ergebnisse bei den meist vorkommenden, für Massentransport ungeeigneten Dampfern erzielen, daß sie anderseits aber auch den Vorteil zweckmäßig gebauter Schiffe nach Möglichkeit ausnutzen sollten. Ferner ist eine große Anzahl verschiedener Erzsorten, dazu Kalkstein und einige Kohlen auf Lager zu halten. Beim normalen Arbeitsvorgang soll der ganze Inhalt eines an der Kaimauer liegenden Dampfers auf einen beliebigen Lagerplatz gebracht werden, und schließlich sollen die Schiffsladungen durch Wiegen nachgeprüft und, soweit Stückerze in Frage kommen, den Bunkern gebrochen zugeführt werden können.

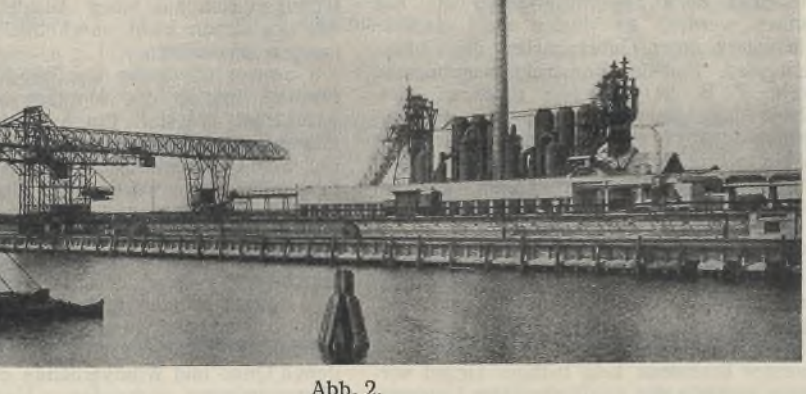


Abb. 2.

Auf der 275 m langen Kaimauer sind zwei fahrbare elektrisch betriebene Entladekrane mit Greifer von $12\frac{1}{2}$ t Tragfähigkeit aufgestellt, die für eine schnelle Entladung der Schiffe sorgen. Jenseits der Kaimauer befindet sich eine Hochbahn und dahinter ein Erztrog von 12 m Breite und 6 m Tiefe unter Schienenoberkante. Die andere Seite des Erztroges wird begrenzt von einer Stützmauer, auf der die südliche Schiene des Lagerkranes läuft, welcher den etwa 60 m breiten Erzlagerplatz überspannt. Das Gewicht des Kranes einschließlich der in der landseitigen Lagerkranstütze eingebauten Brecheranlage — bestehend aus zwei Kreiselbrechern mit einer Stundenleistung von je 150 t und einem Gewicht von 135 t — beträgt insgesamt 500 t.

Die Greiferkrane auf der Kaimauer fördern das Ladegut aus dem Schiff in einen im landseitigen Kranende angeordneten Bunker. Ein Selbstentlader der hinter dem Kran laufenden Hochbahn entnimmt dem vollen Entladekranbunker den Inhalt, wiegt ihn und stürzt das Erz — nach Sorten getrennt — in verschiedenen Haufen ab. Aus dem Erztrog bringt dann der Lagerkran — mit einer Tragfähigkeit von 25 t und einer Stundenleistung von 400 bis 600 t — das Ladegut auf den Lagerplatz, von wo es in den Erzbrecher, aus diesem auf das offene Gelände zwischen dem landseitigen Lagerkrangleis und den Hochofenbunkern gefördert wird.

Diese Erzbunker sind zweireihig, um mit Rücksicht auf die große Anzahl der zu verhüttenden Erzsorten eine große Zahl von Bunkerabteilungen zu erhalten. Über jede der beiden Bunkerreihen führt ein Gleis für je einen elektrischen Selbstentlader, der vom Lagerkran gefüllt und dessen Inhalt in die einzelnen Bunkerzellen entleert wird bei einer stündlichen Leistung von 400 t.

Das eigentliche Hochofenwerk ist in Anlehnung an amerikanische Vorbilder errichtet, die bedeutend leichter als deutsche Anlagen gebaut, daher billiger in der Herstellung und auch einfacher zu bedienen sind, und die sich gut bewährt haben.

Von der gesamten, in Abb. 1 und 2 dargestellten Anlage sind von der G. H. H. erstellt die vollständigen Hochöfen, Winderhitzer, Rohrleitungen, Gasreinigungsanlage und Gießhallen, während die Kohlen- und Erzlöschanlage und die Dampfturbinenanlage von der M. A. N., Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. in Nürnberg stammen.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang | BERLIN, 28. Juni 1929 | Heft 13

Alle Rechte vorbehalten.

Die Entwicklung des Stahl-Skelettbaues in Hamburg.

Von Ingenieur **A. Rahn**, Hamburg.

Die Vorteile des Stahl-Skelettbaues und die zwingenden Notwendigkeiten, die zu seiner Ausbildung und Verbreitung führten, sind zur Genüge bekannt: Der hohe Wert von Grund und Boden in Großstädten zwingt zu sorgfältigster Raumausnutzung und führt zur Wahl desjenigen Baustoffs für die Haupt-Tragwerkteile, der größtmögliche Beanspruchung verträgt und dadurch zu kleinsten Querschnitten führt. Bei dem mit den steigenden Bodenpreisen zunehmenden Höhenwachstum der Gebäude können Mauerkörper die wichtige Rolle der Horizontalaussteifung nicht mehr übernehmen, diese muß vielmehr von einer einheitlich durchgebildeten Stahlrahmenkonstruktion übernommen werden. Die Außenmauern werden vorgeblendet; sie können also verhältnismäßig schwach bemessen werden und das Innere des Gebäudes einen weiteren Raumzuwachs erhalten. Hoch zu veranschlagen ist auch der Umstand, daß das Stahl-Skelett durch Witterungsverhältnisse unbeeinflußt aufgestellt werden kann, während — wie es gerade im letzten Winter 1928/29 der Fall war — bei anderen Bauweisen anhaltender Frost die Bautätigkeit lahmlegt.

Ausgehend von dem auch für Geschäftshäuser bis dahin allein gebräuchlichen Massivbau, der nur hin und wieder im Innern der Gebäude vereinzelte stählerne und namentlich neben Ladeneingängen profilierte gußeiserne Säulen anwendete, beginnt der Entwicklungsprozeß des Skelettbaues mit der Auflockerung der Frontwände. Um in Kontorhäusern mehr Raum und Licht zu schaffen, namentlich auch für die unten vielfach durchlaufenden Läden, werden in den Fronten nur einige massive Hauptpfeiler hochgezogen, das Wandmauerwerk auf ein Minimum beschränkt, vorgeblendet und in den einzelnen Stockwerken durch Träger abgefangen, welche die Vertikallasten auf die Hauptpfeiler übertragen. In diesem ersten Entwicklungsstadium müssen die Seiten- und Innenmauern aber immer noch die Horizontalversteifung übernehmen, daher verhältnismäßig stark bemessen werden.

Ein typisches Beispiel hierfür bietet

Abb. 1. Aufriß.



Abb. 4. Ansicht.

Abb. 1 bis 4. Mönckeberghaus. (Ausführung der Stahlkonstruktion: H. C. E. Eggers & Co., Hamburg.)

Abb. 2. Grundriß.

Abb. 3. Querschnitt der Innenstützen.

das Mönckeberghaus (Architekt Claus Meyer, Hamburg, Zivilingenieur Franz Karck), das in Abb. 1 u. 2 in Grundriß und Aufriß wiedergegeben ist. Die Hauptfrontpfeiler sind voll aus Sandstein hergestellt, während bei kleineren Zwischenpfeilern der Sandstein nur vorgeblendet ist und die Tragorgane hier auch für die Horizontalkräfte aus Walzträgern bestehen. Im übrigen sind die Zwischenpfeiler in den einzelnen Stockwerken abgefangen und ihre Lasten durch die Brüstungsträger auf die Hauptpfeiler übertragen. Die im Inneren vorhandenen Stahlstützen sind entsprechend Abb. 3 aus je zwei ⊏-Profilen zusammengesetzt, die durch einfache Bindebleche vereinigt sind. Der Raum zwischen den ⊏-Profil-Rücken und -Flanschen ist mit Steinen ausgefüllt und der so gebildete rechteckige Querschnitt mit 5 cm starkem Monierputz ummantelt. Die Säulen sind nur

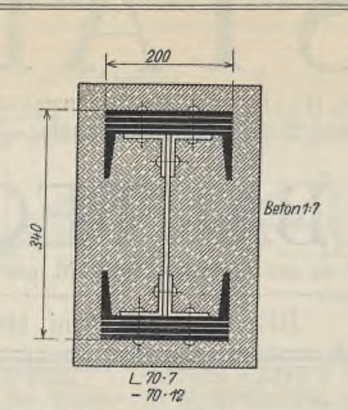


Abb. 7. Querschnitt der Innenstützen.



Abb. 8. Heutige Ansicht.

Abb. 6. Ausbildung der Gitterstützen.

Abb. 5. Grundriß.

Abb. 5 bis 8. Geschäftshaus Franz Schurig. (Ausführung der Stahlkonstruktion: H. C. E. Eggers & Co., Hamburg.)

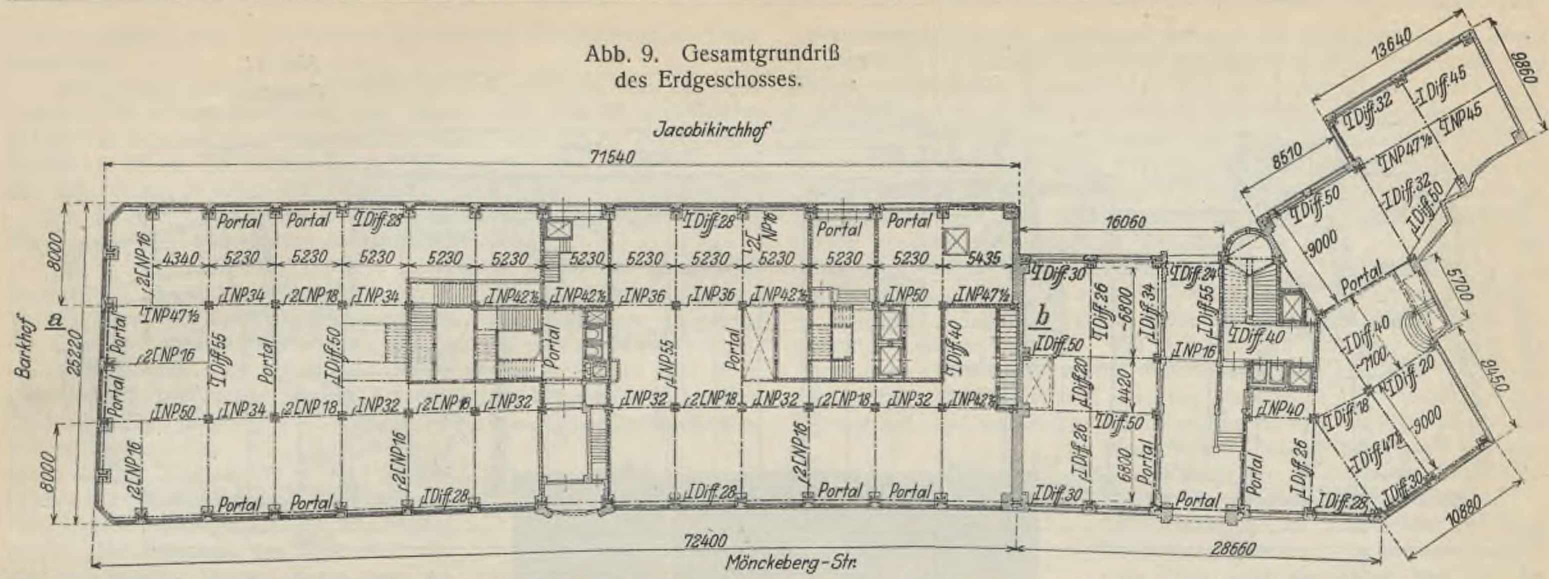


Abb. 9. Gesamtgrundriß des Erdgeschosses.

Abb. 9 bis 12. Die Rappolthäuser. (Ausführung der Stahlkonstruktion: Döbler & Co., jetzt Carl Spaeter G. m. b. H., Hamburg.)

für senkrechte Lasten berechnet, sämtliche wagerechte Kräfte werden durch die als Koenensche Voutenplatten ausgebildeten Decken auf die an den Giebeln, im Innern und an der Rückseite des Gebäudes vorhandenen Mauern übertragen. Abb. 4 zeigt eine Aufnahme des fertigen Bauwerks.

Abb. 11 a. Abb. 11 b.
Ausbildung der Stützen.

Ungefähr in derselben Zeit, als das Mönckeberghaus gebaut wurde, entstand an der Ecke Große Burstah-Altenwallbrücke — also schrägüber der heutigen Hochbahnhaltestelle Rödingsmarkt — ein Bauwerk, das bisher nicht die verdiente allgemeine Beachtung gefunden hat, obwohl schon sein Äußeres geeignet ist, die Aufmerksamkeit eines jeden Fachmannes zu erregen. Es ist dies das Geschäftshaus Franz Schurig (Architekten Lundt & Kallmorgen, Hamburg), bei dem wohl zuerst im modernen Geschäftshausbau die tragende Stahlkonstruktion außen sichtbar und architektonisch nutzbar gemacht ist. Bei der Betrachtung des Grundrisses (Abb. 5) wird ersichtlich, daß nur an der Nachbargrenze und um die Treppenhäuser herum Mauerwerk in nennenswertem Umfange beibehalten ist, und es drängt sich damit unwillkürlich die Frage nach der Standsicherheit auf.

In der Tat lehrt der erste Blick, daß dieses Bauwerk ohne besondere Innenversteifungen nicht standfest wäre: Als Haupttragglieder treten stählerne Gitterstützen an die Stelle massiver Frontpfeiler. Die Ausbildung dieser Gitterstützen ist aus Abb. 6 ersichtlich und zwar gibt Skizze a einen zusammenhängenden Säulenzug, b und c die konstruktiven Einzelheiten des Stützenfachwerks wieder.

Es hat außer den anteiligen senkrechten Lasten auch die entsprechenden Windkräfte aufgenommen. Wie Abb. 6 zeigt, bestehen die Gurte dieser Stützen aus je zwei durch Gitterwerk miteinander verbundenen ⊏-Profilen und bilden im festen Zusammenschlusse mit den wagerechten Gitterträgern Halbportale, deren wagerechte Arme auf den nächsten Innenstützen ruhen. Außerdem sind je zwei dieser Frontsäulen in Höhe der Fensterbrüstungen des 3. und 4. Stockwerkes durch Frontriegel verbunden, bilden somit auch in der Längsrichtung wirksame Portale und eine Versteifung der Front. Zu erwähnen ist hierbei, daß die von der Front aus in das Innere des Gebäudes laufenden wagerechten Gitterträger der Halbportale das Maß der normalen Deckenhöhe überschreiten, indem die Obergurte etwa 600 mm über dem normalen Fußboden liegen. Infolgedessen hat man den Fußboden in diesem ersten Schaufensterfelde des betreffenden Stockwerkes erhöht, und es führen zu ihm vom normalen Fußboden aus einige Stufen empor.

Die Innenstützen haben hauptsächlich den in Abb. 7 dargestellten Querschnitt: 2 ⊏ NP 20 mit nach innen liegenden Flanschen, deren Verbindung durch Flachstabgitterwerk hergestellt ist. Die ⊏-Profile laufen vom Keller bis zum Fußboden des 5. Stockwerkes durch; im Keller und Erdgeschoß sind sie durch je drei aufgenietete Lamellen von 200 × 10 mm

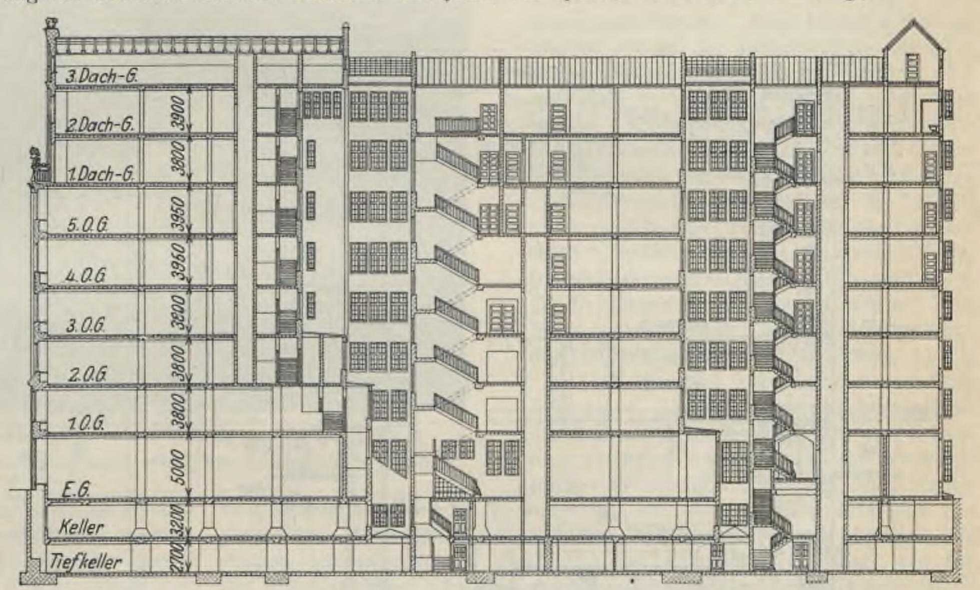


Abb. 10. Aufriß.


Abb. 12. Ansicht von der Mönckebergstraße.

Querschnitt verstärkt, die in den oberen Stockwerken absetzen. Die Verlängerung im 5. Stock besteht aus 2 ⊏ NP 16.

Sämtliche Stützen, auch die großen Gitterstützen der Fronten, wurden — wie aus Abb. 7 ersichtlich — vollkommen in Beton gebettet, so daß — wie bereits erwähnt — bei diesen Frontpfeilern das bisher übliche Massivmauerwerk durch das Stahlfachwerk der Stützen mit ihrer Beton-Ummantelung ersetzt wird. Die Kanten dieser Ummantelung haben stählernen Kantenschutz, der Raum zwischen den Kantenschutzschienen ist mit grünen Glasursteinen verkleidet. Hier und in den Brüstungen des

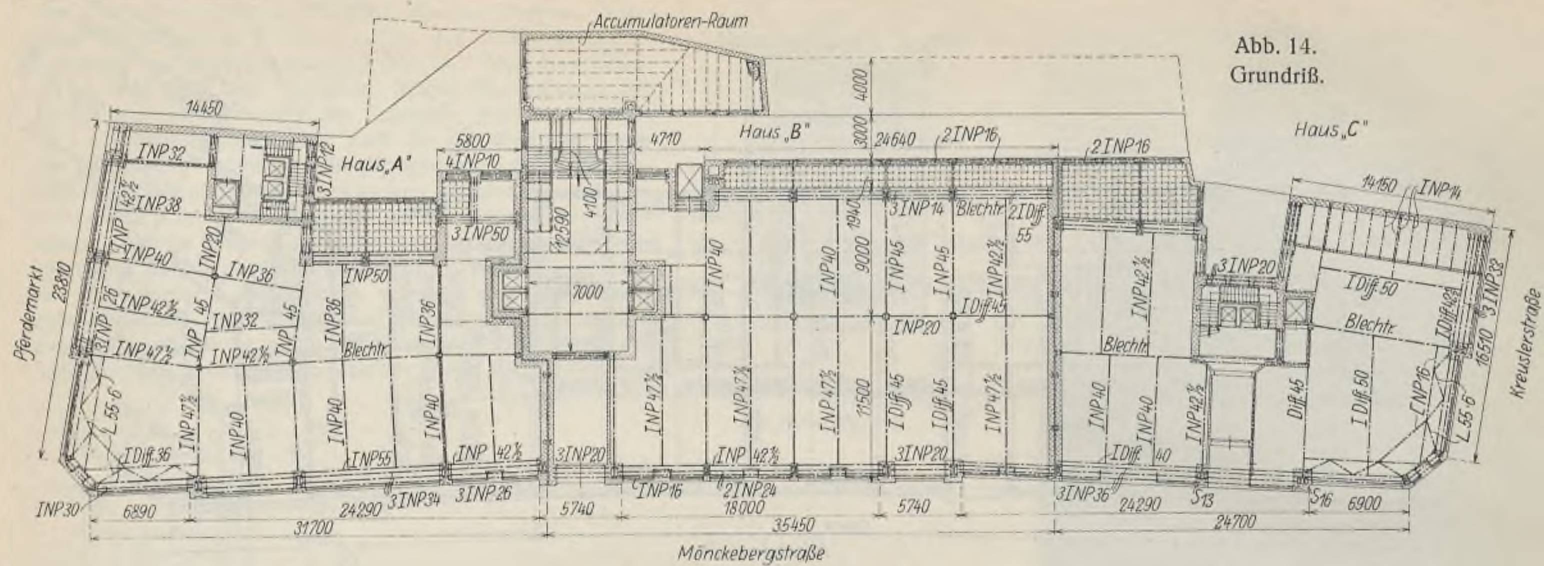


Abb. 13 bis 16b. Kontorhaus Hanse. (Ausführung der Stahlkonstruktion: J. Jansen Schütt G. m. b. H., Hamburg.)

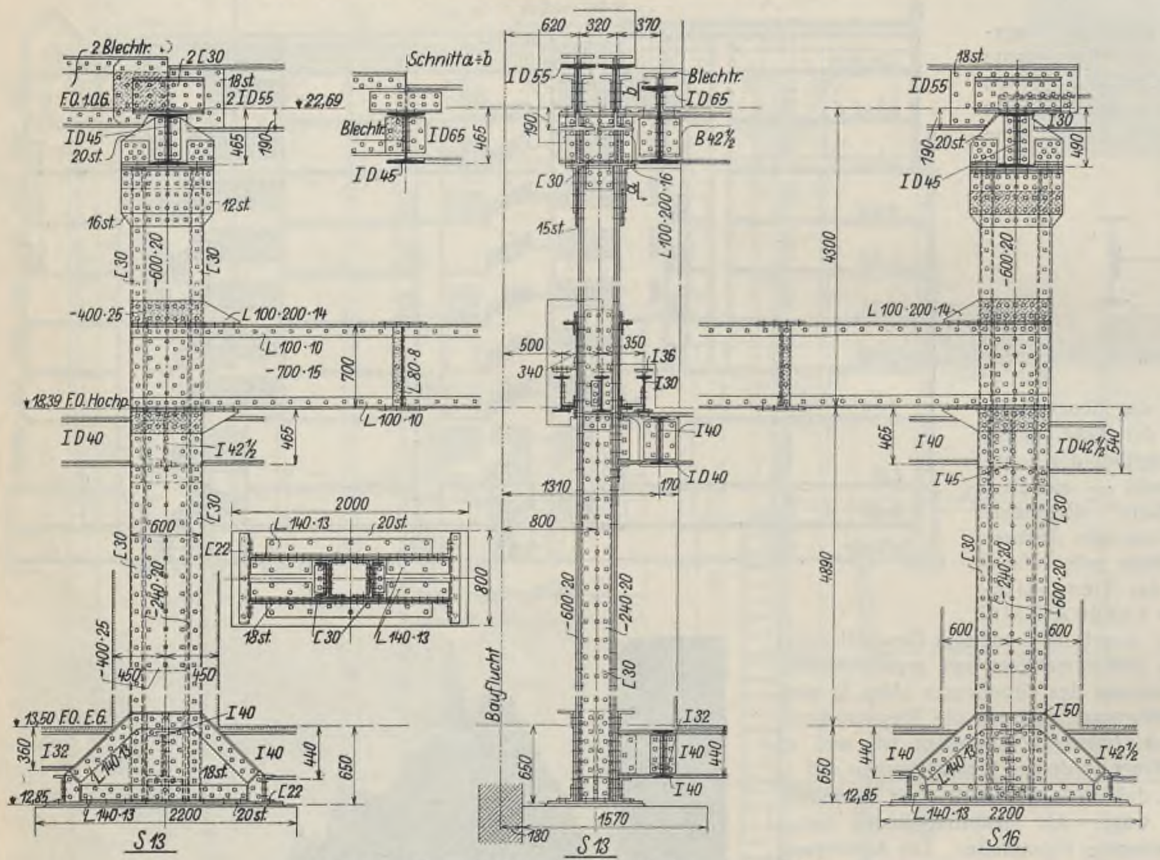


Abb. 15. Einzelheiten der Portalrahmenkonstruktion.

3. und 4. Stockwerkes sind die einzigen Stellen, an denen Stein in Erscheinung tritt, während die Brüstungen der übrigen Stockwerke durch Stahlblech mit Walzprofilbesatz gebildet sind. Entwurf und Berechnung der Stahlkonstruktionen erfolgte durch die Zivilingenieure Lühmann & Martienssen in Hamburg.

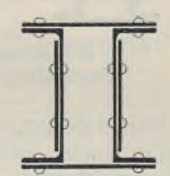


Abb. 13. Stützenquerschnitt.

Bei der vor einiger Zeit erfolgten Übernahme des Geschäftshauses durch die „Epa" wurden von dieser einige bauliche Veränderungen vorgenommen, das Gesamtbild des Baues hat aber dadurch keine wesentliche Veränderung erfahren. Abb. 8 zeigt das Gebäude in seinem heutigen Zustande als einen auch äußerlich vollkommen durchgebildeten Stahl-Skelettbau.

War bei dem bereits aus dem Jahre 1908 stammenden, also verhältnismäßig frühen Bau des Geschäftshauses Franz Schurig auf dem Gebiete des Stahlhochbaues etwas Außergewöhnliches geschaffen als Werk eines Einzelwillen, so erfuhr bald danach die Hamburger Bautätigkeit von außen her in außergewöhnlich großem Umfang Anregung und Belebung nach dem schon etwa 1903 erfolgten Fallen der alten Wohnviertel zwischen Rathausmarkt und Steintor durch Inangriffnahme des großzügigen neuen Bebauungsplanes: Namentlich durch die Schaffung der prächtigen Hauptverkehrsader Hamburgs, der Mönckebergstraße, sind Hamburger Ingenieure, Architekten und Unternehmer vor ebenso neue wie dankbare Aufgaben gestellt worden. Kam es doch hier auf die Schaffung monumentaler Zweckbauten an, die trotz ihrer jeweiligen Eigenart ein einheitliches Gesamtbild ergeben sollten: Zunächst eine architektonische Aufgabe, kam dabei auch der Ingenieur in hervorragender Weise zum Wort, und wir sehen heute, wie damals in Hamburg verhältnismäßig früh auf dem Gebiete des Stahl-Skelettbaues eine Reihe bemerkenswerter Ausführungen entstanden.

Von den vielen in bezug auf ihre Konstruktion mehr oder weniger gleichartigen Kontorhausbauten seien im folgenden einige Beispiele ausgewählt.

Zunächst die Rappolthäuser (Architekt Fr. Höger, Hamburg). Es handelt sich hierbei um einen aus zwei Kontorhäusern — Rappolthaus I und II — einheitlich zusammengeschlossenen Häuserblock, dessen Fronten vom Pferdemarkt aus an der Mönckebergstraße und an den



Abb. 16a. Ansicht nach der Fertigstellung.

Straßen Barkhof und Jacobikirchhof (parallel der Mönckebergstraße) sich hinziehen.

Abb. 9 zeigt den Gesamtgrundriß des Erdgeschosses, Abb. 10 einen Aufriß, Abb. 11 die Ausbildung der Stützen und Abb. 12 eine Außenansicht der Front an der Mönckebergstraße. Die Länge dieser Front beträgt rd. 101 m, die mittlere Gebäudetiefe im Hauptteil rd. 24 m. Durch das Rappolthaus II führt ein öffentlicher Durchgang — „Jacobitwiete“ — von der Mönckebergstraße nach dem Jacobikirchhof, genannt nach der alten, früher hier vorhandenen Straße gleichen Namens.

Der bei weitem größte Teil der Frontpfeiler enthält als Kern Stahlsäulen (Abb. 11a u. b), die so stark ausgebildet sind, daß alle anteiligen Vertikallasten von ihnen allein aufgenommen werden können. Im Innern des Gebäudes sind gleichachsig mit den Pfeilern zwei Reihen von Stahlsäulen angeordnet. Es entstehen so Deckenfelder von etwa 5,23×8 m Grundfläche. Die Decken spannen im mittleren Gebäudefelde 5,23 m frei, die Deckenträger liegen also hier senkrecht zur Längsachse, in den Seitenfeldern spannen sie etwa 7,3 m frei, sie ruhen also auf Trägern, die parallel zur Gebäudeachse laufen und einerseits auf den Frontsäulen, anderseits auf den Innensäulen ruhen. Zur Aufnahme der Horizontalkräfte sind verschiedene Portale, deren Lage im Grundriß (Abb. 9) besonders hervorgehoben ist, eingebaut, und zwar stehen in den Frontwänden drei Stück an der Mönckebergstraße, zwei am Jacobikirchhof, eins am Barckhof, außerdem einige im Innern des Gebäudes quer zur Längsachse. Die auftretenden Horizontalkräfte werden durch die massiven Decken auf diese Portale übertragen. Diese selbst sind vorwiegend als Kastenträger nach Abb. 11a ausgebildet, die Stärke der Profile ist naturgemäß verschieden: Beispielsweise sind bei einer Portalstütze vier Winkel 160 × 160 × 17, zwei Stehbleche 550 × 10 und zwei Deckbleche 500 × 10 verwendet worden. Was die Konstruktion der übrigen Stützen anbelangt, so sei auf den Querschnitt Abb. 11b verwiesen, der sich je nach der Belastung der Säulen zusammensetzt: In einem Falle besteht er aus zwei I NP45 mit zwischenliegendem Differdinger Träger Nr. 30B. Letzterer läuft nur in den unteren Stockwerken durch und setzt dann ab, so daß in den darüberliegenden Stockwerken nur zwei I NP 45 verbleiben, die nun durch Gitterwerk miteinander verbunden sind. In den obersten Stockwerken besteht die Säule nur aus einem Differdinger Träger 30B. Die Ummantelung der Innensäulen erfolgte mit 5 cm starkem Monierputz.



Abb. 16b. Nachtaufnahme bei künstlicher Beleuchtung nach erfolgtem Schaufenster-Umbau.

Zusammenfassend kann man sagen, daß die mit dem Höhenwachstum der Gebäude auftretenden neuen Aufgaben in bezug auf die Standsicherheit durch die Wahl des Stahls für das Tragwerk einer einheitlichen und glücklichen Lösung entgegengeführt wurden. Entwurf und Berechnung der Stahlkonstruktion erfolgte durch die Zivilingenieure Lühmann & Martienssen in Hamburg.

Im Zuge der Mönckebergstraße folgt auf die Rappolthäuser jenseits des Pferdemarktes das Kontorhaus Hanse, das sich bis zur Kreußlerstraße hinzieht (Architekt Franz Bach, Hamburg, Entwurf und Berechnung der Stahlkonstruktion durch Zivilingenieur Franz Hammerstein, Hamburg). Hat das Stahltragwerk dieses Bauwerks bei ähnlichen Aufgaben auch mancherlei Ähnlichkeit mit dem der Rappolthäuser, so bringt es doch auch grundsätzlich Abweichendes, das einer besonderen Erwähnung bedarf. Zunächst sei bemerkt, daß auch bei diesem Bauwerk aus architektonischen Gründen Mauerpfeiler in der Front durchgeführt wurden, deren Kern aus Stahlsäulen besteht, von denen die anteiligen Vertikallasten aufgenommen werden. Bei den Säulen ist der kastenförmige, aus zwei ⊏-Profilen mit Deckblechen gebildete Querschnitt (Abb. 13) bevorzugt, die ⊏-Profil-Stege sind vielfach durch Lamellen verstärkt. Die Einzelprofile sind natürlich je nach der Belastung recht verschieden, bei schwereren Säulen sind z. B. zwei ⊏ NP 30 mit Stegverstärkungen aus Universalblechen 240 × 20 und Deckblechen 600 × 20 mm verwendet.

Die Horizontalkräfte werden durch Portale aufgenommen, deren Anordnung bemerkenswert ist. Wie der Grundriß Abb. 14 zeigt, steht ein Portal in der Frontmauer an der Mönckebergstraße, und zwar im zweiten Pfeilerfelde vom Pferdemarkt aus, ein weiteres in der Frontmauer am Pferdemarkt, also um 90° gegen das andere versetzt, ebenfalls im zweiten Pfeilerfelde. Diese beiden Portale sind nun in den einzelnen Stockwerken durch horizontale — in den Decken liegende — Gitterkonstruktionen miteinander in feste Verbindung gebracht. Es entsteht dadurch eine steife Eckkonstruktion, von der die angreifenden Windkräfte unmittelbar aufgenommen werden. Eine ähnliche Eckausbildung ist an der anderen Seite, Mönckebergstraße—Kreußlerstraße, vorgesehen. Im mittleren Teile des Gebäudes sind noch weitere Portale angeordnet, auf welche die Horizontalkräfte vermittels der Koenenschen Voutendecken übertragen werden. Eine der Portalrahmenkonstruktionen ist in Abb. 15 wiedergegeben, aus welcher auch der in grundsätzlich ähnlicher Form bei den anderen Portalen wiederkehrende Querschnitt ersichtlich ist. Die frei stehenden Innensäulen sind mit 5 cm Monierputz ummantelt. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beläuft sich auf 1300 t.

Abb. 16a gibt ein Bild des gesamten Bauwerkes, Abb. 16b eine Nachtaufnahme des beleuchteten Gebäudes mit den Schaufensteranlagen an der Ecke Mönckebergstraße—Pferdemarkt. Sie zeigt eine kürzlich vorgenommene bauliche Veränderung, die um so mehr Interesse beansprucht, als sie die Vorteile der Stahlbauweise recht deutlich vor Augen führt (Architekten H. Distel & A. Grubitz, Hamburg): Um für die Schaufenster der im Erdgeschoß untergebrachten Verkaufsräume mehr Platz zu gewinnen, sind die Mauerpfeiler fortgestemmt worden, so daß die in diesen von Anfang an vorhandenen Stahlstützen, deren Abmessungen verhältnismäßig gering sind, nunmehr frei in den Auslageräumen stehen. Sie sind dementsprechend teilweise mit Spiegeln verkleidet, und nichts gemahnt daran, daß dort die bedeutenden Lasten des vielgeschossigen Bauwerkes getragen werden. Es braucht nicht besonders hervorgehoben zu werden, daß die Durchführung derartiger baulichen Änderungen überhaupt nur bei Stahlkonstruktionen möglich ist. Bei diesen — aber auch nur bei diesen — kann den später oft auftretenden Wünschen des Bauherrn nach baulichen Änderungen, die sich aus dem Betriebe heraus als vorteilhaft ergeben, stets verhältnismäßig leicht entsprochen werden. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Stählerne Gittermaste im Hochspannungs-Freileitungsbau.

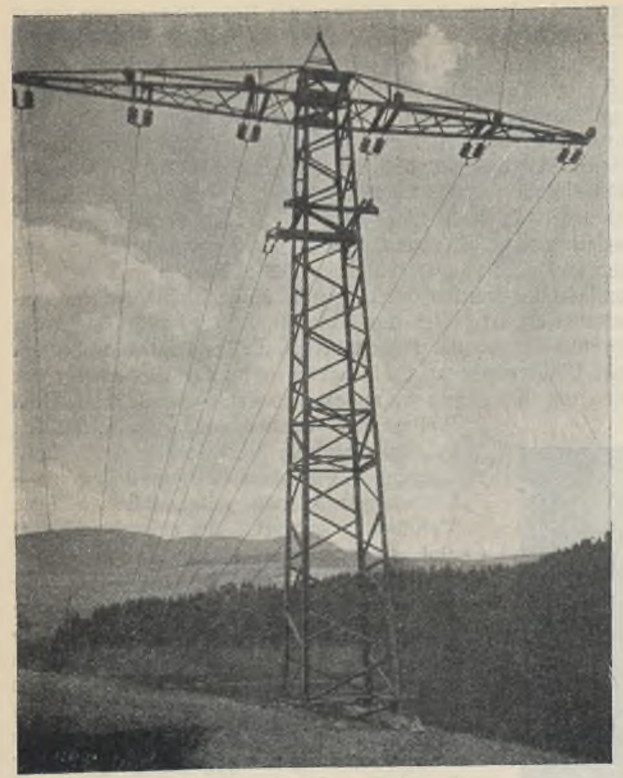
Von Oberingenieur Heinrich Schoeme, Hamm (Westf.).

Als um das Jahr 1900 herum mit dem Bau von Hochspannungs-Freileitungen begonnen wurde, galt eine Kraftübertragung mit einer Betriebsspannung von 10 000 Volt als eine große Leistung. Damals wurden Kupferdrähte mit 25 bis 35 mm² Querschnitt auf verhältnismäßig niedrigen Gestängen bei geringen Mastenabständen verlegt. Die Entwicklung der elektrischen Kraftübertragung hat jedoch mit der ungeahnt schnellen Steigerung der umgesetzten Leistungen und mit der technischen und wirtschaftlichen Beherrschung immer höherer Spannungen Schritt gehalten: Schon vor dem Kriege wurde die erste 100 000 Volt-Leitung (100 KV) gebaut. Zur Weiterleitung solcher Spannungen genügten natürlich Drähte mit den oben genannten Querschnitten nicht mehr und es sind heute mehrdrähtige dicke Seile erforderlich. Die Höhen und Abstände der Maste mußten immer größer, an Stelle der ursprünglichen kurzen Gestänge hohe Maste bezw. Türme verwendet werden. Diese müssen in der Lage sein, außer den senkrechten Belastungen durch das Eigengewicht der Leitungen und Armaturen und der etwa darauf ruhenden Eis- und Schneelasten noch wagerechte Zugkräfte aufzunehmen, welche bei Richtungsänderung oder Bruch der Leitungen am Mastoberteil auftreten. Sie müssen alle diese Kräfte in den Erdboden übertragen können und zu diesem Zwecke entsprechend stark ausgeführt werden.

Die Isolation der Leitungsseile erfolgt durch die an den Querträgern befestigten porzellanenen Isolierkörper. Bei Leitungen mit niedrigen Betriebsspannungen kommen diese Isolierkörper als Glocken- oder Stützisolatoren zur Anwendung und werden mittels stählerner Stützen auf den Querträgern befestigt. Bei hohen Betriebsspannungen dagegen finden Isolatoren- oder Hängeketten, die aus mehreren Gliedern (Tellern) bestehen, Verwendung, welche an den Querträgern pendelnd aufgehängt werden.

Zum Schutze der Leitungen gegen Blitzgefahr werden an dem oberen Ende des Mastes ein oder mehrere Erdungsseile aus Eisen oder Stahl angebracht. Auch werden die Maste vielfach am Erdaustritt mittels eines verzinkten Bandeisenstreifens, der sogenannten Fahne, geerdet.

Im Nachstehenden sollen nun Maste einer Überlandleitung für 110 KV Betriebsspannung behandelt werden, die mit der gebräuchlichsten Beseilung von 6×120 Cu belegt sind. Der wirtschaftliche mittlere Mastenabstand liegt bei 250 m. Der größte Durchhang des Seiles beträgt 7,55 m bei einer Temperatur von + 40° C und der tiefste Punkt der Leitung muß



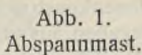


Abb. 1.
Abspannmast.

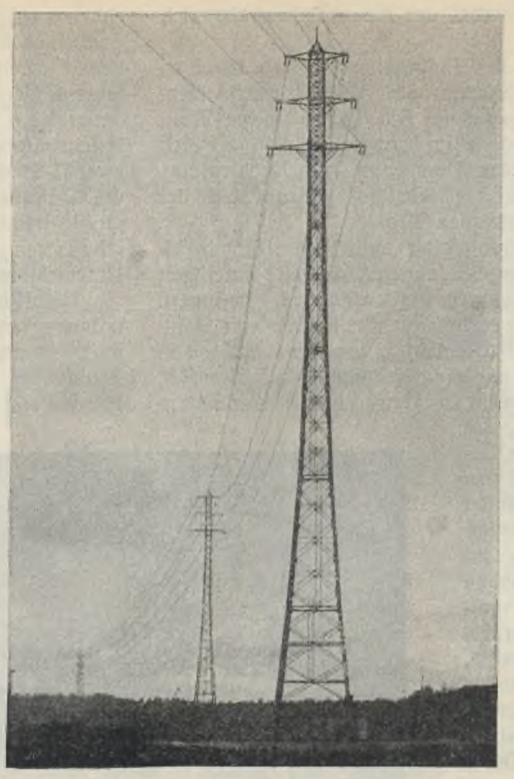


Abb. 2. Kreuzungsmaste der Pregelkreuzung bei Königsberg i. Pr.

beim größten Durchhang über befahrbaren Wegen noch mindestens 6 m, besser 7 m, vom Erdboden entfernt sein, so daß bei der Bemessung der Mastenlänge im vorliegenden Falle der Abstand zwischen Aufhängepunkt der untersten Leitung bis Erdboden mit 7,0 + 7,55 = 14,55 m zu berücksichtigen ist.

Von den bei einer solchen Leitung in Betracht kommenden Masten haben die sogenannten Tragmaste nur den Zweck, die Leitungen zu tragen, werden daher nur in gerader Strecke verwendet. Die Befestigung der Leitungen erfolgt hier an Hängeketten, die etwa 1,5 m lang sind. Der Abstand zwischen der untersten Traverse bis Erdboden beträgt somit beim Tragmast 14,55 + 1,5 = 16,05 m. Um in der Leitung feste Punkte zu schaffen, wird mindestens alle 3 km ein Abspannmast eingeschaltet, der für zwei Drittel des gesamten Leitungszuges zu berechnen ist. Treten in der Richtung der Leitung Änderungen ein, so kommen Winkelmaste oder Eckmaste zur Anwendung. Diese müssen die Mittelkräfte der Leitungszüge aufnehmen. An den Enden der Leitung stehen Endmaste, die zur Aufnahme des gesamten Leitungszuges dienen. Bei den Abspann-, Winkel- und Endmasten werden die Leitungen von einfachen Abspannketten getragen. (Abb. 1). Der Abstand von der untersten Traverse bis zum Erdboden beträgt bei diesen Masten 15,0 m.

Es kommen nun noch Kreuzungsmaste in Frage, die bei bruchsicherer Kreuzung von Telegraphen- und Telephonleitungen der Reichspost, von Eisenbahnen, von Wasserstraßen oder von Straßen des öffentlichen Verkehrs aufzustellen sind. Bei diesen K-Masten werden die Leitungen auf Doppelketten verlegt (Abb. 2). Die Berechnung erfolgt nach besonderen Vorschriften.

Eine grundsätzliche Frage, die auf die Ausbildung des Mastes besonderen Einfluß hat, ist die Gestaltung des Leitungsbildes. In den nachstehenden Tafeln sind die gebräuchlichsten Leitungsanordnungen vergleichsweise zusammengestellt. Es finden hier ausschließlich Doppelleitungen Berücksichtigung, weil die Verhältnisse hierfür schwieriger sind und die Mastenbilder der Einzelleitungen hieraus leicht abgeleitet werden können. Die große Gefahr des Leitungsbruches infolge Zusammenschlagens der Leitungen, die bei Rauhreifbelastung besteht, ist in dem verschiedenen Durchhang und dem verschiedenen Abtrieb der Seile durch den Wind begründet. Es ist also sowohl ein möglichst großer wagerechter wie auch senkrechter Abstand anzustreben. Diesem Grundsatz trägt die Anordnung nach Abbildungen 3 und 3a Rechnung. Es wird hier noch besonders darauf hingewiesen, daß bei Berücksichtigung der verschiedenen Durchhänge infolge ungleichmäßigen Abfallens der Rauhreifbelastung erheblich größere senkrechte Traversenabstände erforderlich sind, als sie sich aus den Vorschriften des V. D. E. an sich ergeben.

In letzter Zeit wird die Anordnung sämtlicher Leitungen in einer wagerechten Ebene mit Erfolg angewandt. Insbesondere hat man in Amerika und Schweden die Erfahrung gemacht, daß diese Anordnung bezüglich der Sicherheit der Leitungen gegen Zusammenschlagen bei ungleichen Rauhreifbelastungen allen anderen Leitungsanordnungen überlegen ist. Bei wagerechter Anordnung der Leitungen in einer Ebene werden in diesen Ländern die Maste als Doppelmaste oder als weitgespreizte Portalmaste ausgebildet. Diese Ausführung hat in Deutschland jedoch wenig Anklang gefunden, einerseits wegen zu hoher Grunderwerbskosten, anderseits wegen der für diese Maste bei ihrer großen Ausdehnung quer zur Leitungsrichtung bei Walddurchführungen erforderlichen Ausholzung von etwa 50 bis 60 m Breite.

Die in den letzten Jahren in Deutschland vorgekommenen Mastenumbrüche gaben Anlaß, eine neue Bauart einzuführen, die größere Sicherheit gegen Zusammenschlagen der Leitungen sowie größere Standsicherheit des Mastes bei Leitungsbruch bietet und dabei nur geringe Grunderwerbskosten erfordert. Sie ist in den Abbildungen 4 und 4a

Abb. 3.

Abb. 3a.

Abb. 3/3a.
110 KV-Leitung.

Zu Abb. 3.

Bezeichnung	Spitzenzug kg	Mastlänge L m	Mastlänge l m	Gewicht in kg, ohne Torsion: Mast	ohne Torsion: Traversen	ohne Torsion: Gesamt-	bei Torsion: Mast	bei Torsion: Traversen	bei Torsion: Gesamt-	Fundament Beton m³
Tragmast	1400	21,0	2,2	ca. 1335	ca. 595	ca. 1930	ca. 1520	ca. 595	ca. 2115	8,35
Tragmast	1400	21,0	2,2	1630	595	2225	1815	595	2410	6 Holzschw. 160 × 260 2700 lg
Endmast oder Winkelmast 120°	11200	19,0	2,5	5050	880	5930	5770	880	6650	23,02
Abspannmast oder W-Mast 140° .	7800	19,0	2,5	3985	880	4865	4755	880	5635	18,80
Winkelmast 160° .	4200	19,0	2,5	2470	880	3350	3690	880	4570	13,91

Zu Abb. 3a.

Bezeichnung	Spitzenzug kg	Mastlänge L m	Mastlänge l m	Gewicht in kg, ohne Torsion: Mast	ohne Torsion: Traversen	ohne Torsion: Gesamt-	bei Torsion: Mast	bei Torsion: Traversen	bei Torsion: Gesamt-	Fundament Beton m³
Tragmast	1500	21,0	2,2	ca. 1420	ca. 610	ca. 2030	ca. 1680	ca. 610	ca. 2290	8,74
Tragmast	1500	21,0	2,2	1720	610	2330	1980	610	2590	6 Holzschw. 160 × 260 2700 lg
Endmast oder Winkelmast 120°	12000	19,0	2,5	5050	880	5930	5770	880	6650	24,23
Abspannmast oder W-Mast 140° .	8500	19,0	2,5	4210	880	5090	4980	880	5860	19,70
Winkelmast 160° .	4500	19,0	2,5	2580	880	3460	3810	880	4690	14,80

Zu Abb. 4.

Bezeichnung	Spitzenzug	Mastlänge L m	Mastlänge l m	Gewicht in kg des Mastes	Gewicht in kg der Traverse	Gewicht in kg Gesamt-	Fundament Beton m³
Tragmast . .	1500	17,0	2,0	ca. 1090	600	1690	7,56
Tragmast . .	1500	17,0	2,0	ca. 1350	600	1950	2 Eisenbetonplatten

Zu Abb. 4a.

Bezeichnung	Spitzenzug	Mastlänge L m	Mastlänge l m	Gewicht in kg des Mastes	Gewicht in kg der Traverse	Gewicht in kg Gesamt-	Fundament Beton m³
Tragmast . .	1500	17,0	2,0	1380	960	2340	7,56
Tragmast . .	1500	17,0	2,0	1640	960	2600	2 Eisenbetonplatten

dargestellt und wird Einständermast oder Mast mit Einebene-Querträger genannt.

Der Tragmast mit Einebene-Querträger kommt zur Anwendung als Mast mit drehbarem Querträger, mit schwenkbarem und mit starrem Querträger.

Im ersten Fall handelt es sich um die Ausführung eines starren Querträgers, der um die Mastenachse drehbar ist, wobei die Torsionsbeanspruchungen vollständig ausgeschaltet werden. Da die Herstellungskosten dieser Mastenart hoch sind, hat sie in der Praxis geringere Bedeutung.

Bei dem Mast mit schwenkbaren Querträgern kommt eine der A.E.G. in Berlin patentierte Bauart zur Ausführung, bei welcher der Mast auf jeder Seite mit drehbaren Auslegern ausgerüstet wird (Abb. 4). Die Vorzüge der Bauart liegen darin, daß bei einem Leitungsbruch die Torsionsbeanspruchung auf das geringste Maß heruntergebracht bezw. ganz aufgehoben wird, wobei der benachbarte Stromkreis vollständig unversehrt bleibt. Diese Maste sind daher im Gewicht am leichtesten. Da Querträger mit senkrechter Drehachse unnötig beweglich sein würden, sind die Ausleger von der A. E. G. mit geneigter Drehachse vorgesehen, wodurch beim Auspendeln der Querträger ein Anheben der Leitungen herbeigeführt wird. Infolgedessen schwingen die Querträger bei Windböen nur wenig oder gar nicht aus; ferner wird durch diese Anordnung bei Leitungsbruch eine Dämpfung der Querträgerausschwingung sowie eine Erleichterung beim Bau der Leitungen erreicht.

Der Mast mit starrem Querträger (Abb. 4a) kennzeichnet sich dadurch, daß der letztere und der Mast miteinander starr verbunden sind. Auch bei dieser Konstruktion scheidet die Bruchgefahr der Leitungen durch Zusammenschlagen aus. Bei Leitungsbruch durch Rauhreifüberlastung oder durch sonstige Umstände können Querträger und Mast nicht unerhebliche Biegungs- und Torsionsbeanspruchungen erhalten. Wie man diese beim Aufstellen der statischen Berechnung erfassen soll, ist in den letzten Jahren Gegenstand großer Meinungsverschiedenheiten gewesen: Einerseits wird Berücksichtigung eines oder zweier Leitungszüge für die Torsionsbeanspruchung verlangt, anderseits soll nur ein Viertel eines Leitungszuges oder überhaupt nichts in Rechnung gesetzt werden.

Nach der Kenntnis des Verfassers ist es überhaupt schwierig, bestimmte Richtlinien aufzustellen, da es hauptsächlich von der Form des Kopfbildes und von der Ausführung des Querträgers abhängt, welche Torsionskraft in die Berechnung einzusetzen ist. So ist z. B. klar zu er-

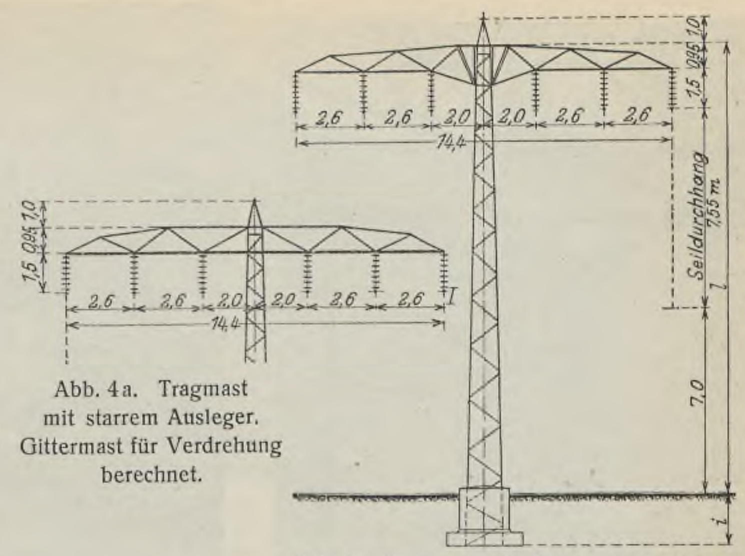


Abb. 4a. Tragmast mit starrem Ausleger. Gittermast für Verdrehung berechnet.

Abb. 4. Tragmast mit drehbarem Ausleger. (Ausführung der A.E.G. Berlin, D.R.P.)

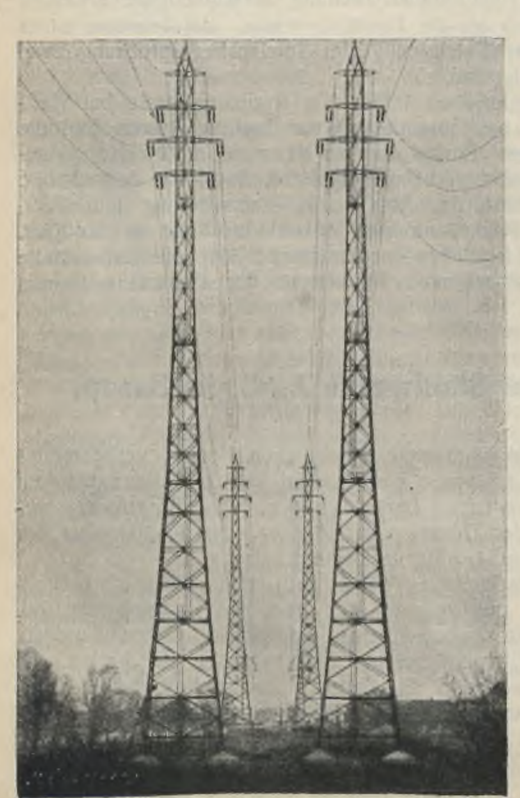


Abb. 5. Elbkreuzung bei Piesteritz.

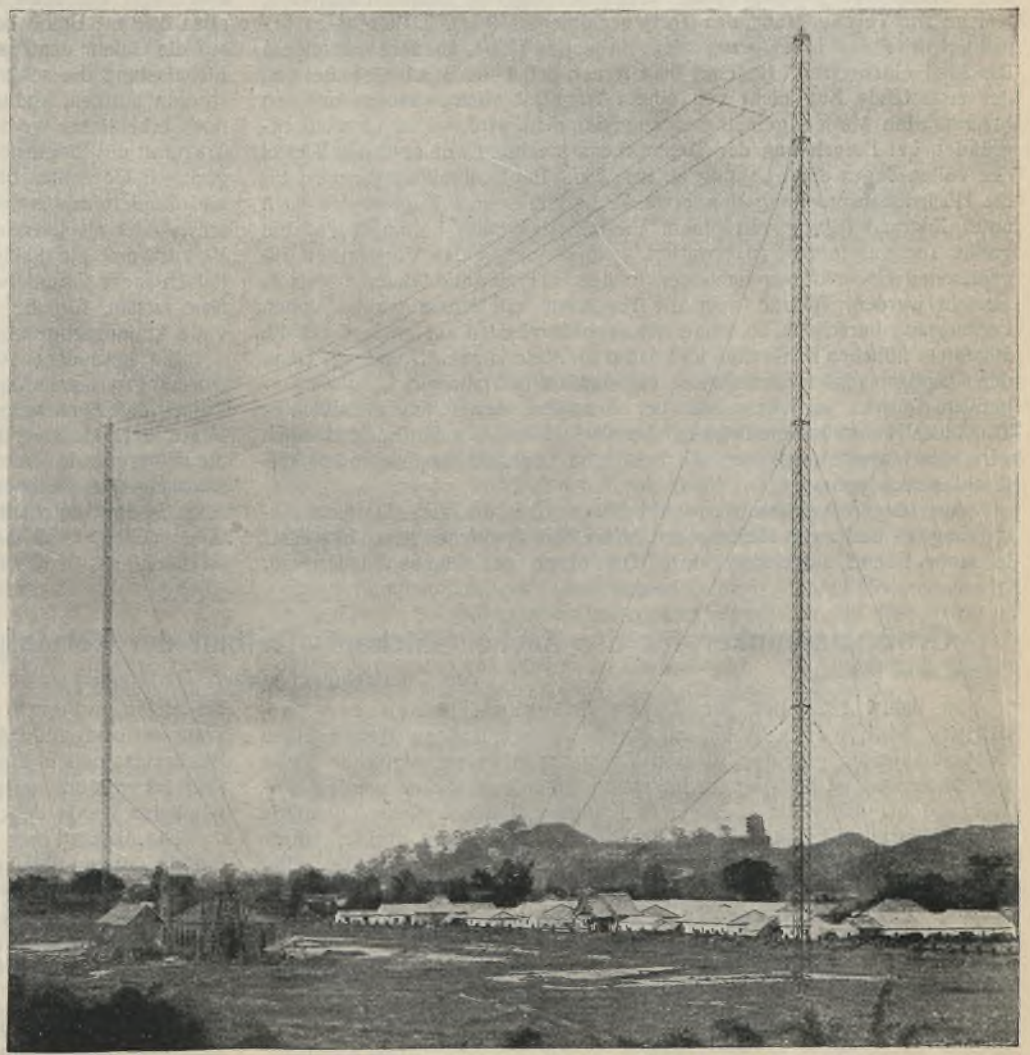
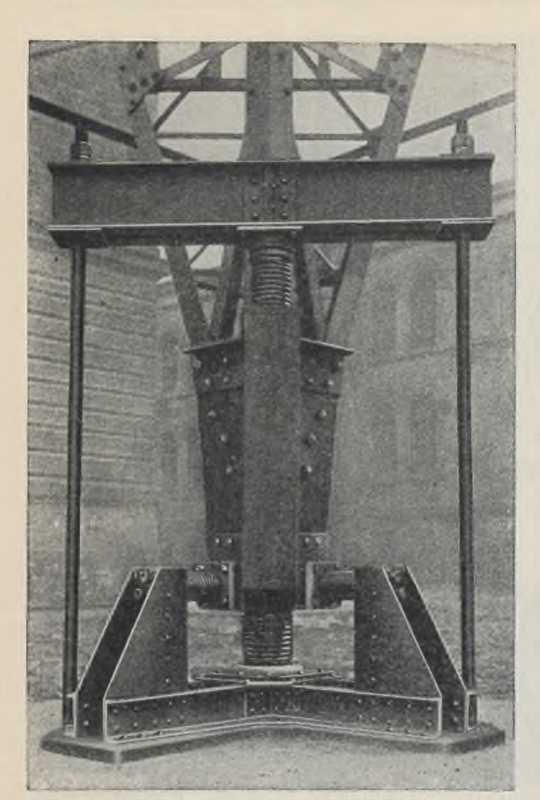
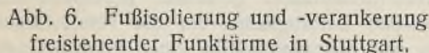
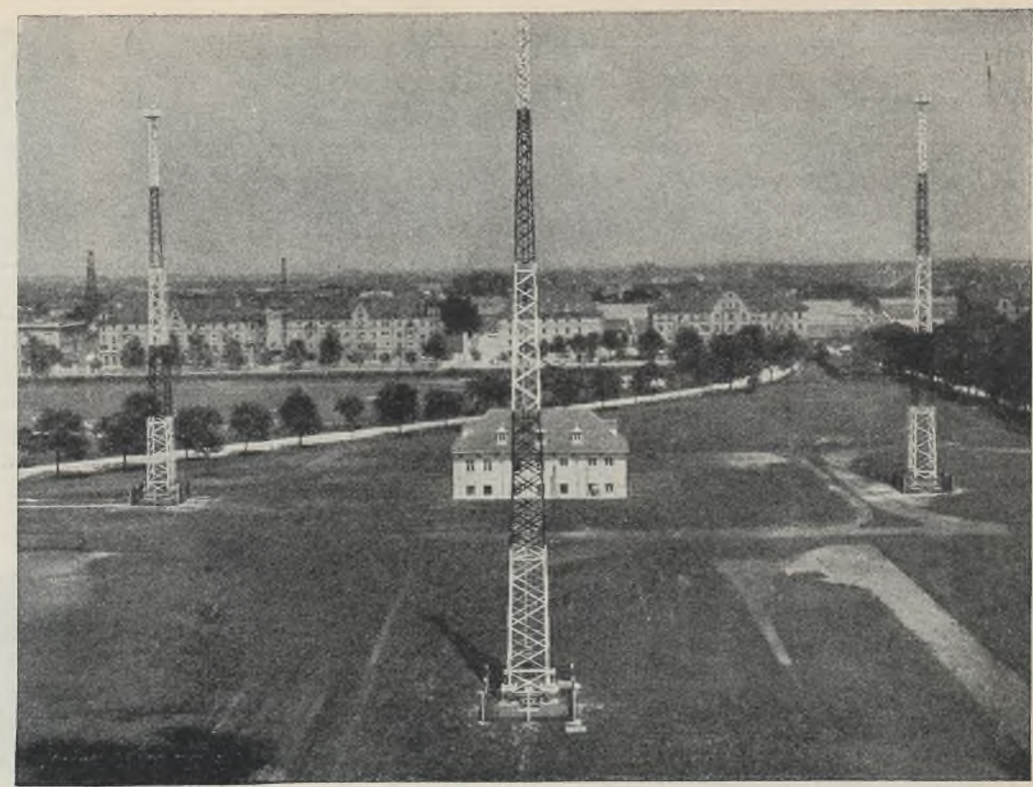


Abb. 7. Freistehende Funktürme der Heeresfunkstelle München.




Abb. 6. Fußisolierung und -verankerung freistehender Funktürme in Stuttgart.


Abb. 8. Abgespannte Funktürme in Kanton, China.

kennen, daß bei der Tannenbaumanordnung, bei welcher an jedem Querträger eine Leitung hängt, der volle Leitungszug für die Torsionsbeanspruchung berücksichtigt werden müßte, weil hier die anderen Leitungen keine Reaktion zur Abschwächung der Torsionskraft ausüben können. Hängen dagegen an einem Querträger mehrere Leitungen, so wird bestimmt beim Bruch einer Leitung in der Nachbarleitung eine Reaktion auftreten, welche zur Verminderung des Torsionsmomentes führt. Daher ist es berechtigt, hier den Leitungszug nicht in voller Höhe, sondern mit einem Bruchteil einzusetzen. Bedenkt man ferner, daß beim Bruch einer Leitung der auftretende Zug nicht von einem Tragmast allein, sondern mit den benachbarten Masten gemeinsam aufgenommen wird, so ist es wohl begründet, bei Berechnung der Torsionsbeanspruchung nur etwa ein Viertel des vollen Zuges einer Leitung einzusetzen. Bei Rauhreifbelastung ist für die Höchstbeanspruchung von etwa 38 kg/mm² eines Kupferseiles auch unter Zugrundelegung von einem Viertel des vollen Leitungszuges ein großes Torsionsmoment zu erwarten, wodurch die in den Vorschriften zugelassenen Höchstbeanspruchungen in den Schrägen und Nieten fast stets erreicht werden. Würde man die Tragmaste mit einem ganzen vollen Leitungszug berechnen, so käme man von vornherein auf größere als die allgemein üblichen Baubreiten und damit zur Materialverschwendung. Denn der Tragmast wird normalerweise nur durch Wind belastet, kann also erheblich leichter ausfedern, als bei Annahme des selten auftretenden Torsionsfalls. Außerdem können die Torsionskräfte auch noch dadurch vermindert werden, daß man die Leitungen in Rutschklemmen oder Auslöseklemmen verlegt.

Aus obigen Ausführungen geht hervor, daß die vorteilhafteste Anordnung der Leitungen diejenige ist, bei welcher sämtliche Phasen möglichst in einer Ebene aufgehängt sind. Die Maste mit Einebene-Querträger ergeben einmal ausweislich der Tafel leichtere Gewichte: So wiegt ein Tragmast mit schwenkbarem Querträger nach Abb. 4 nur etwa 1690 kg, während das Gewicht eines Tragmastes für dieselben Verhältnisse nach Abb. 3 etwa 2115 kg beträgt. Ferner ist wegen der geringeren Mastenhöhe ein Aufwand an Fundamentbeton bei einem Mast mit Einebene-Querträger von etwa 7,5 m³ erforderlich, während der Mast nach Abb. 3 etwa 8,53 m³ Beton bedingt. Hierbei ist zu beachten, daß mit Rücksicht auf die Gefahr des Zusammenschlagens der Leitungen bei ungleichmäßiger Eisbelastung die senkrechten Querträgerabstände auf etwa 5 m vergrößert werden müßten, wodurch die oben nachgewiesenen Gewichtsunterschiede noch erheblicher werden. Noch zu erwähnen ist die Tatsache, daß der Tragmast mit Einebene-Querträger infolge seiner geringen Höhe und seines geringen Gewichtes billiger und schneller auszuführen ist. Die Abspann- und Sendermaste werden bei Leitungsanordnung in einer Ebene als Portalmaste oder als Einständermaste ausgeführt. Die ersteren haben zwar den Vorzug, daß sie keine Torsionsbeanspruchung bekommen, sie erfordern jedoch mehr Grunderwerb als die Einständermaste. Bei letzteren ist es also ratsam, für die Berücksichtigung der Torsionsbeanspruchung zwei volle Leitungszüge einzusetzen.

Ein besonderes Arbeitsgebiet bilden die Kreuzungsmaste bei Weitspannungen, namentlich bei Überquerung von breiten Flüssen und die Türme der Funkstationen. Einige von der Firma C. H. Jucho ausgeführte Anlagen sind in Abb. 5 bis 8 dargestellt, und zwar zeigt Abb. 5 die Elbkreuzung bei Piesteritz, Abb. 6 die Fußisolierung und -Verankerung freistehender Funktürme der Polizei-Funkstelle in Stuttgart, Abb. 7 die gleichfalls freistehenden Funktürme der Heeresfunkstelle in München, Abb. 8 abgespannte Funktürme der Funkstelle Kanton in China.

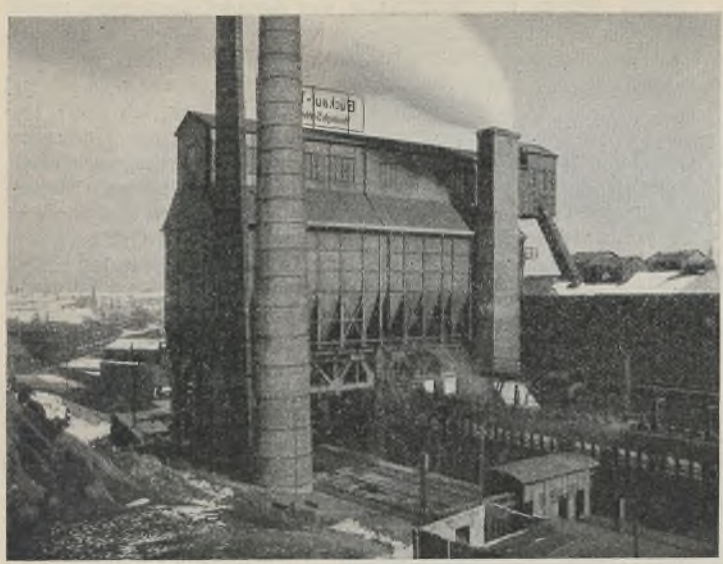
Großraumbunker für die Zeche Glückauf-Tiefbau der Vereinigte Stahlwerke A.-G. in Barop.

Alle Rechte vorbehalten.
Von Oberingenieur **Weber**, Dortmunder Union.

Im Jahre 1925 ließ die Zeche Glückauf-Tiefbau der Vereinigte Stahlwerke A.-G. auf ihrem Zechenplatz zu Barop einen Großraumbunker errichten, dessen Konstruktion in mannigfacher Weise bemerkenswert ist und der im folgenden näher beschrieben werden soll. Während bis dahin die in Barop befindliche stattliche Koksofenbatterie ihren Bedarf an Feinkohle aus der eigenen Erzeugung deckte, wurde — als die Zeche selbst zum Stillstand kam, die Koksöfen jedoch weiter arbeiten sollten — ein großes Reservoir nötig, um die nunmehr zur Verkokung kommende Fremdkohle in so reichlichem Maße aufzuspeichern, daß selbst bei vorübergehender Störung der Zufuhr keine Stockung im Kokereibetrieb entstehen kann. Das Fassungsvermögen des Bunkers wurde daher auf rd. 5000 t festgesetzt, was bei einem spezifischen Gewicht der geschütteten Feinkohle von 0,8 t/m³ einem Rauminhalt von rd. 6300 m³ entspricht. Außer diesen Belastungsangaben war außer den durch die baupolizeilichen Bestimmungen gegebenen Größen nur noch die Belastung durch ein über dem eigentlichen Bunker verkehrendes Transportband mit 0,4 t/m² sowie das Gewicht von 15 t der unter dem Bunker laufenden Füllwagen zu berücksichtigen. Die Berechnung des Bunkers erfolgte nach der Theorie von Förster, der Schüttwinkel der Feinkohle wurde dabei zu $\alpha = 50^\circ$ festgestellt.

Die äußere Form des Bunkers (Abb. 1 bis 3) ist die bei solchen Großraumbehältern übliche, nur vermißt man gern die beispielsweise bei Eisenbetonbunkern stets gebräuchlichen vielfachen Unterstützungen. Gerade hierin tritt die Überlegenheit der Stahlbauweise klar hervor. Es bedarf wohl kaum besonderer Erwähnung, daß bei Vergebung des Auftrages auch der Eisenbetonbau als Konkurrenz auftrat[1]), bei den

[1]) Anmerkung der Schriftleitung. Daß die vom Eisenbeton gerade für den Silo- und Bunkerbau oft behauptete Überlegenheit gegenüber dem Stahlbau auch sonst nicht besteht, zeigt u. a. die Tatsache, daß eine rheinische Firma einen zunächst in Eisenbeton geplanten Bunker-



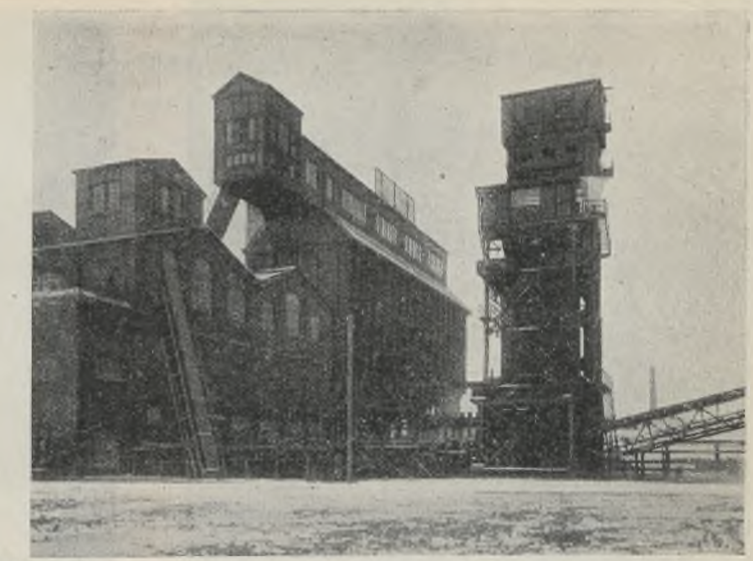


Abb. 1 u. 2. Außenansichten.

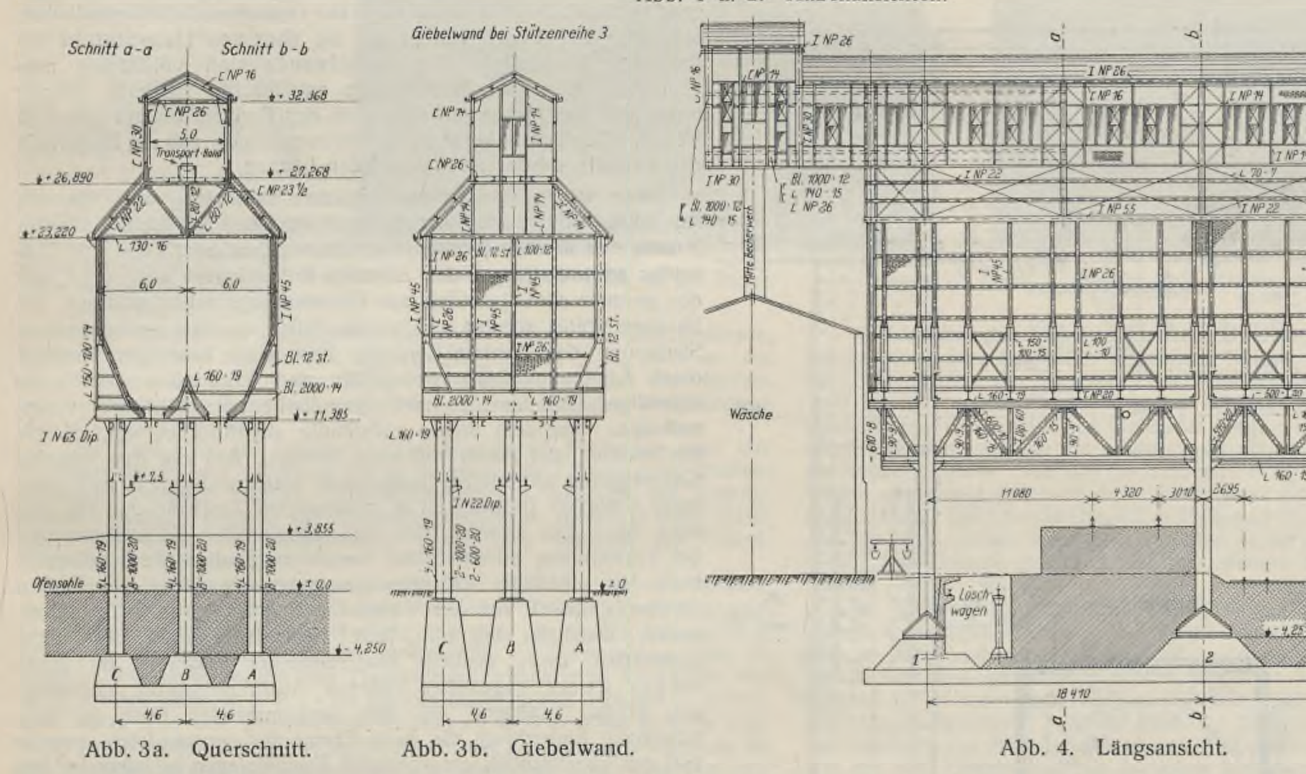


Abb. 3a. Querschnitt. Abb. 3b. Giebelwand. Abb. 4. Längsansicht.

außerordentlich ungünstigen Baubedingungen allerdings ohne Aussicht auf Erfolg. Galt es doch die Tragkonstruktion unter ganz besonders schwierigen Verhältnissen mit geringsten Raumbedürfnissen und unter der Bedingung auszuführen, daß der vorhandene Kokereibetrieb ebenso die Seilbahn, die die Hochöfen der Dortmunder Union mit Koks zu versehen haben, in keiner Weise gestört werden dürfe. Sowohl die vor Kopf der Koksöfen verkehrende Seilbahn als die hinter den Öfen laufenden Koksausdrückwagen bestimmten die Stellung der Stützen, die ihrerseits wegen der Öfen nur sehr beschränkte Abmessungen erhalten konnten. Die auf diese Weise festgelegte Stützenentfernung beträgt 18,41 m. Der die Seilbahn überkragende Teil hat eine Ausladung von 3,575 m. Oberhalb der somit verhältnismäßig offenen Unterkonstruktion erhebt sich der eigentliche Bunker, dessen massige, gedrungene Form ohne weiteres seine Bestimmung erkennen läßt. Entsprechend dem Schüttwinkel ist der obere Bunkerteil eingeschnürt und dachartig ausgebildet. Über dem Bunker erhebt sich noch ein 5,1 m hoher schmaler Aufbau, der das Förderband enthält, das die Beschickung des Bunkers mit Kohle zu verrichten hat. Die Aufgabevorrichtung befindet sich am äußersten Ostende des Aufbaues und besteht aus einem Becherwerk. Dies mußte wegen des vorgeschobenen Tiefbehälters, in den die Kohle aus den Eisenbahnwagen direkt gekippt wird und aus dem das Becherwerk gespeist wird, weit vorgezogen werden und kragt somit 10,7 m über die östliche Giebelwand vor.

neubau in Stahl auszuführen genötigt ist, da die Eisenbetonfirmen die Verantwortung für die Ausführung angesichts der Schüttgut-Temperatur von 150° C ablehnen mußten. Auf der anderen Seite ist ein Niederlausitzer Kohlenwerk, in dessen Bezirk z. T. recht bekannte Eisenbeton-Großbunker vorhanden sind, jetzt dazu übergegangen, Bunkerneubauten in Stahl herzustellen, da „Betonbunker unzweckmäßig sind und leicht einfrieren“.

Die Einzelheiten der Anlage sind aus den beigefügten Abbildungen ersichtlich. Die Stützen bilden zu je dreien mit dem sie verbindenden Querriegel ein Portal. Abb. 3 zeigt das mittlere der drei Portale. Die Stützen sind kastenförmig, im oberen Teile ringsum geschlossen, mit kräftigen, inneren Aussteifungen, im unteren Teile offen, so daß eine Kontrolle der Stützen auch in ihrem Inneren sowie die Erneuerung des Anstrichs jederzeit möglich ist. Die Füße stehen über dem Betonsockel, ihre Ausbildung ist so getroffen, daß bei etwaigen Bodensenkungen, bequem Pumpen untergeschoben werden können, um den Niveauausgleich herzustellen. Die auftretenden Lasten sind beträchtlich, hat doch Stütze $A2$ beispielsweise 1200 t Auflast und ein aus Schub, Eigenlast und Wind herrührendes Moment von 445 t/m zu übernehmen. Die Berechnung erfolgte nach den von Kleinlogel aufgestellten Berechnungsformeln.

Auf den Stützen ruhen die 18,41 m weit gestützten Hauptträger, Parallelträger normaler Bauart, ebenfalls von ansehnlichen Dimensionen (Abb. 1 u. 4). Die Vertikalen der Träger tragen an ihrem Unterteil auf Ordinate + 7,5 m Konsolen zur Aufnahme der Laufbahn des Abfüllwagens (Abb. 3). Auf dem Obergurt des Trägers sitzen die Spanten des eigentlichen Bunkers (Abb. 4). Diese sind als oben offene Portale in einfachster Weise aus I-Profilen hergestellt, die Ecken aus winkelgesäumten Blechen, die dem Schüttwinkel des Bunkers entsprechend ausgebildet sind. In wechselnden Abständen sind die Spanten untereinander durch I-Profil-Riegel verbunden, wodurch das die senkrechte Bunkerwandung bildende 1 Stein starke Mauerwerk eine solide Fassung erhält. Der schräge Teil der Bunkerwandung ist aus Beton gebildet und läuft schließlich in steilen Konussen aus, die von einem besonderen U-Profil-Gerippe getragen werden (Abb. 3 u. 5), an welches dann die stählernen Backenverschlüsse angeschraubt sind. Der Längsabstand dieser Verschlüsse be-

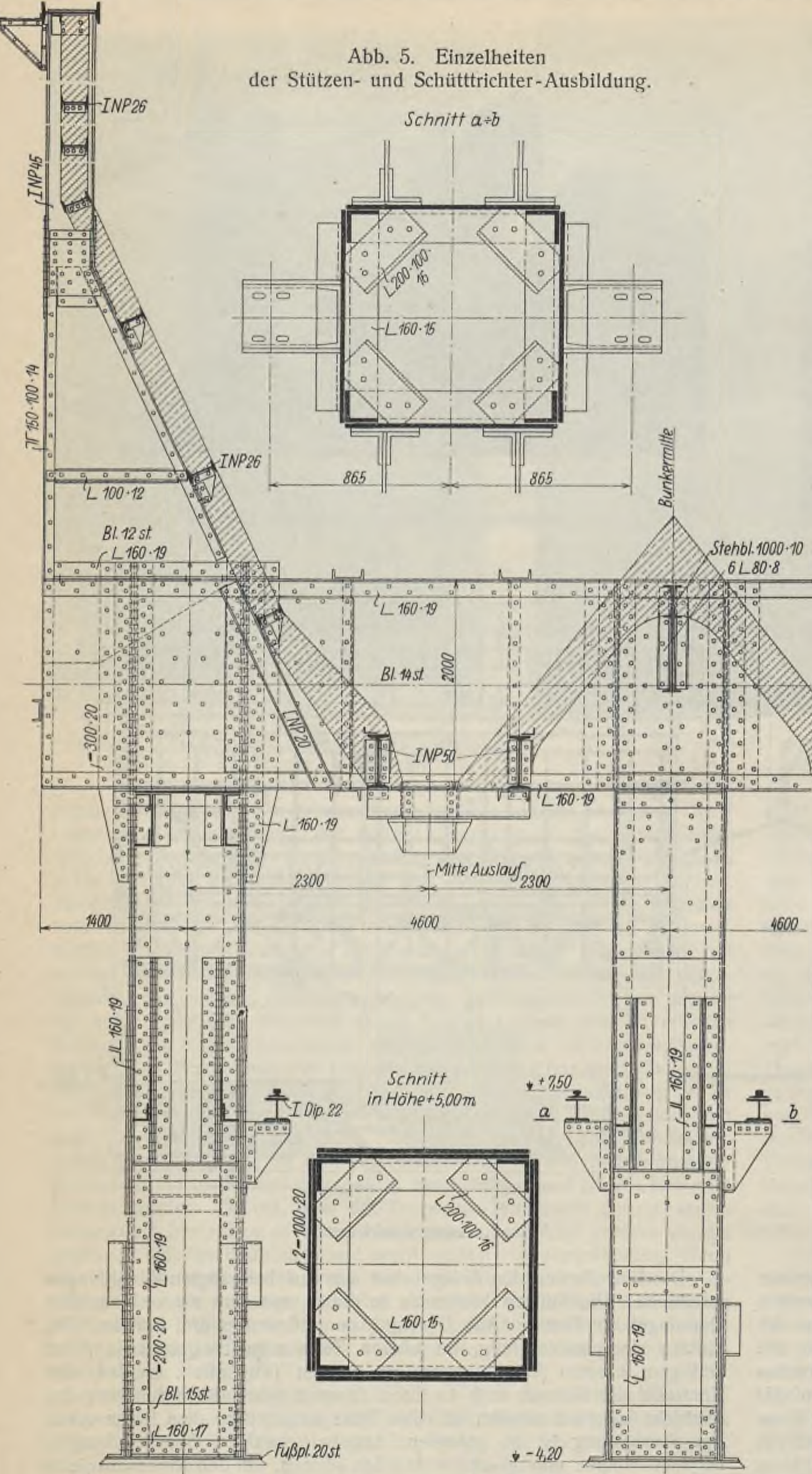


Abb. 5. Einzelheiten der Stützen- und Schütttrichter-Ausbildung.

trägt 2,80 m, die Zwischenräume sind durch kleine konische Betonauflager ausgefüllt, die das Material zu den Ausläufen weisen, so daß auf diese Weise eine restlose Entleerung des Bunkers in die darunter verkehrenden Füllwagen ermöglicht ist. Je drei solcher Ausläufe bilden eine Gruppe, die der der Einläufe der Füllwagen entspricht (Abb. 5).

Die aufsteigenden Spantenstiele münden oben in einem gemeinsamen Längsträger aus I-Profil NP 55, der sich seinerseits gegen die Verbindungsriegel abstützt, die gleichzeitig den Untergurt der aufsitzenden Binder bilden. Wegen der Beschickung des Bunkers durch das zentral gelegene Förderband sowie wegen der gleichmäßigen Beschaffenheit des Füllgutes konnte das gefahrlos geschehen, da diese Umstände eine zufällige einseitige Belastung des Bunkers so gut wie ausschließen. Trotzdem ist auch dieser Möglichkeit durch entsprechende Dimensionierung der Hauptspanten Rechnung getragen. Oberhalb des geraden Bunkerteils erhebt sich der eingeschnürte, dem Schüttwinkel entsprechend verjüngte Bunkerteil, dessen Außenwände jedoch nur noch als Dach behandelt wurden und einfache Stegzementdielen als Decke tragen. Rinnen mit Geländern ermöglichen Reparaturen an der steilen Dachhaut gefahrlos vorzunehmen. Der Binder wurde mit Rücksicht darauf, daß er innerhalb der Schüttung liegt, aus kräftigen Profilen und möglichst wenig Stäben gebildet. Über diesem Teile liegt der Beschickungsraum mit dem Förderband (Abb. 3a). Eine Anzahl Fenster mit reichlichen Lüftungsflügeln (Abb. 1 bis 4), die der aufsteigenden Kohlengase halber stets offen stehen, geben für die Bedienung des Bandes und des Abwurfwagens genügend Belichtung. Der auskragende Kopf ruht auf zwei Paar Blechträgern, die sich auf die Giebelwand abstützen. Die Giebelwände mußten einesteils für Wind, andernteils für Innendruck-Seitenschub des Füllmaterials berechnet und konstruiert werden. Ein gemeinsamer oberer Riegel von 12 m Stützweite überträgt die durch Einzelstiele auf ihn abgesetzten Schubkräfte nach dem auf Ordinate 23,22 befindlichen Hauptlängsriegel und von da auf die über den Hauptstützen befindlichen Verbände. Die Giebelwände sind vollständig ausgemauert. Eine auf der Ostseite angebrachte stählerne Treppe ermöglicht das Aufsteigen außerhalb des Bunkers bis zur obersten Bühne. Geeignete Absätze sind so angeordnet, daß die Einzelteile des Baues gefahrlos erreicht werden können.

Eine Frage von außerordentlicher Bedeutung war die des Anstrichs. Infolge der langen Lagerung der Konstruktion vor der Montage unter den übelsten Verhältnissen, Schnee, Frost mit Tauwetter wechselnd und den scharfen Kokereigasen ausgesetzt, war der normale Grundanstrich aus Eisenmennige schon während der Montage völlig zerstört. Es wurde daher zu einer vollkommenen Säuberung der Konstruktion von Rost nach beendeter Montage durch Sandstrahlgebläse geschritten und unmittelbar danach ein einmaliger Grundanstrich mit „Grundfarbe normalschwarz" vorgenommen. Nachdem dieser vollständig abgetrocknet war, erfolgte ein Anstrich mit Storin mit dem Erfolge, daß die den scharfen Kokereigasen unmittelbar ausgesetzte Stahlkonstruktion nach nunmehr 4 jähriger Betriebszeit in untadeligem Zustande und frei von Rost ist: Ein Beweis, daß bei sachgemäßer Behandlung und bei Verwendung einwandfreier Anstrichmaterialien die Stahlbauten auch den schärfsten Anforderungen gerecht werden. Die Farben wurden geliefert von der Firma Dr. Schumacher & Co., Dortmund. Dadurch, daß alle Teile zugänglich, somit stets leicht revidierbar sind, verdient ein stählernes Tragwerk für einen solchen Zweck gegenüber anderen Ausführungsarten unbedingt den Vorzug, während die hier vorkommenden Gase in ihrer intensiven Einwirkung die beim Eisenbeton verwendeten, manchmal nur oberflächlich eingebetteten Eiseneinlagen in kürzester Zeit zerstören dürften.

Im vorliegenden Fall tritt ein weiterer Vorzug des Stahlbaues hinzu: Da die Zeche bereits stilliegt und nach Ausbau der benachbarten Großkokerei voraussichtlich auch die Kokerei zum Stillstand kommen wird, plant man den Bunker an anderer Stelle wieder aufzubauen, was jederzeit ohne große Mühe und allein unter Preisgabe des Mauerwerks geschehen kann; Möglichkeiten, die einem Eisenbetonbunker stets fehlen werden.

Das Gewicht der Konstruktion belief sich auf etwa 1000 t. Die Montage erfolgte unter außerordentlich ungünstigen baulichen Verhältnissen im Winter 1924/25 und wurde in rd. drei Monaten durchgeführt. Irgendwelche Störungen des Betriebes sowie Unfälle während der Montage traten nicht ein. Nach Inbetriebnahme hat der Bunker zur vollsten Zufriedenheit gearbeitet, auch während des strengen Winters 1928/29 trat keinerlei Störung durch Einfrieren weder der Ausläufe noch des Inhalts, trotzdem er feucht in den Bunker gebracht wird, ein. Die Ausführung lag in Händen der Abteilung Brückenbau der Dortmunder Union, Vereinigte Stahlwerke A.-G.

Verschiedenes.

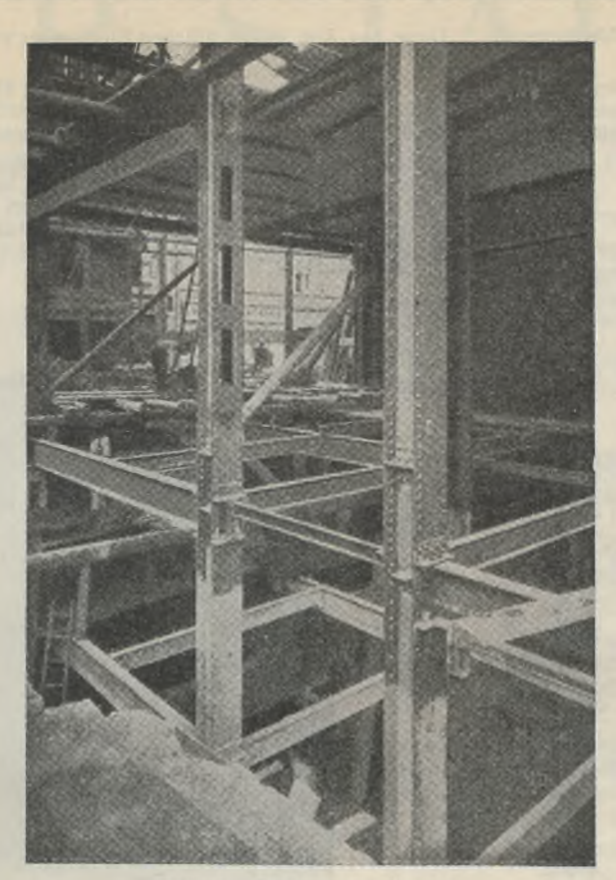
Das Geschäftshaus der Firma Othmar Sušicky, ein weiterer Stahlskelettbau in Prag. Nachdem wir bereits in Heft 3/1929 des „Stahlbau" über einen neuen Stahlhochbau in der Hauptstadt der Tschechoslowakei berichten konnten, sei im folgenden nach einem in der Fachzeitschrift „Stavitelské listy"[1]) erschienenen Aufsatz von Dr. B. Hacar und Ingenieur E. Sušicky kurz über den ebenfalls in Stahl ausgeführten Neubau für das Geschäftshaus Othmar Sušicky berichtet:

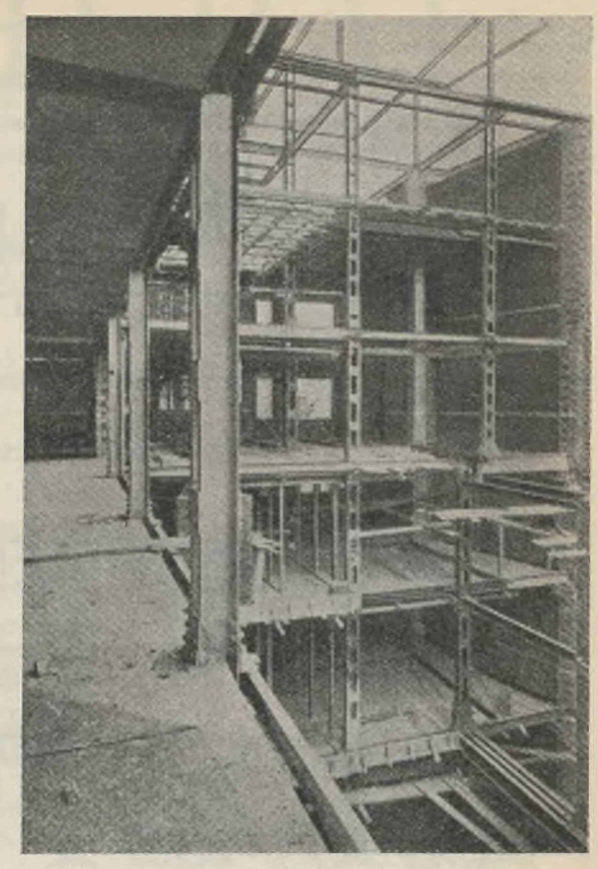
Das Gebäude erstreckt sich längs dreier Fronten und reicht mit teils zwei teils drei Geschossen unter das Straßenniveau und mit sechs Geschossen mit einem Turm über das Terrain. Es enthält neben einer großen Zahl größerer und kleinerer Geschäfts- und Wohnräume eine Anzahl großer Säle, darunter im Souterrain einen Theatersaal von 18 m Breite und

[1]) Jahrgang XXV, Nr. 1.

24 m Länge. — Der Entwurf lag in den Händen von Architekt Sydow-Berlin und Ingenieur E. Sušicky-Prag, dem auch die Bauleitung oblag. Die Berechnung des Stahltragwerks erfolgte durch das Ingenieurbüro Kuhn und Schaim in Berlin, Lieferung und Ausführung durch die Witkowitzer Eisenwerke, Herstellung der Decken durch die Firma Dr. Ing. Keclik.

Der Baugrund ist fast durchweg fester lehmiger Sand, nur teilweise Schiefer. Die Beanspruchung des Baugrundes durch die Grundmauer schwankt zwischen 3 bis 5 kg/cm². Die ganze Brandmauer eines benachbarten Hauses mußte unter sehr schwierigen Verhältnissen bis zu einer Tiefe von 10 m durch ein zuverlässiges Mauerwerk aus Zementmörtel abgefangen werden. Im übrigen Bereiche wurde der Erddruck mit Stützmauern abgefangen, die teils als tragende Mauern, teils als Betonplatten zwischen senkrechten im Grundmauerwerk und in der Souterraindecke eingebundenen I-Trägern ausgebildet waren.


Abb. 1. Blick in das Innere.


Abb. 2. Stahlskelett mit teilweise einbetonierten Decken.

Die Fundamente des Tragwerks wurden als selbständige Betonblöcke oder als durchlaufende, mittels Trägerrost ausgesteifte Rippen ausgebildet, z. T. auch an die Grundmauern der in ähnlicher Weise verstärkten Pfeiler des alten Hauses auf durchlaufender Betonrippe angeschlossen unter teilweiser Unterfangung des alten Mauerwerks.

Der Fußboden des erwähnten Theatersaals im Souterrain und das Orchester liegen um 1,0 bezw. 2,9 m tiefer als der 7,30 m unter Straßenoberkante liegende höchste Grundwasserspiegel. Während der Aushubarbeiten mußten deshalb die Baugrubenwände an dieser tiefsten Stelle durch Einpressen von Zementmilch gegen den Andrang des Grundwassers gesichert werden.

Die ganze Tragkonstruktion besteht aus Si-Stahl; für die Stützenstränge wurden durchweg gewalzte I-Profile, für die Treppenwangen ⊏-Profile verwendet. Genietete Träger kamen nur in den am stärksten belasteten Tragwerken der beiden großen Säle zur Anwendung. Die genieteten Rahmentragwerke des Theatersaales haben eine Stützweite von 13,10 m; ihre Höhe ist z. T. — bis ins Zwischengeschoß reichend — 13,0 m, z. T. 8,0 m und ihre gegenseitige Entfernung 4,60 m. Sie sind als vollwandige Zwillingsrahmen durchgebildet; in der Ausführung wurden die für die statische Berechnung angenommenen Fußgelenke durch eine Verringerung des durchgehenden Querschnitts ersetzt. Die übrige Tragkonstruktion ist in normaler Weise ausgebildet. Die Biegungsbeanspruchung überschreitet nirgends die Grenze von 1700 kg/cm²; der größte axiale Druck der Stützen im Untergeschoß beträgt 450 t.

Die Decken sind als Hohlsteindecken mit ebener Untersicht unter Verwendung von „Simplex“-Ziegeln durchgebildet. Die zufällige Belastung beträgt in den Geschäftsräumen 850 kg/m², in den Fluren 500 kg/m², in den Wohnräumen 250 kg/m². Für das Ausfüllungsmauerwerk wurden teils gewöhnliche Ziegel, teils volle oder porige „Calofrig“-Steine verwendet. Das tatsächliche Gewicht dieser Ausmauerung ist auf Grund ausgemauerter Versuchskörper nach siebentägiger Erhärtung wie folgt festgestellt:

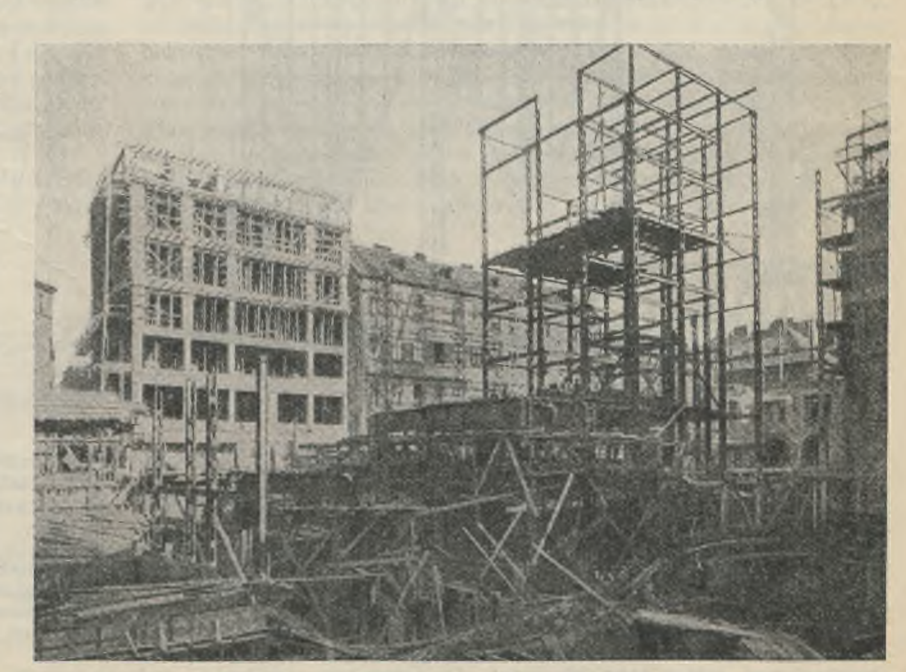
Ziegelmauerwerk (kleines Format) . . . . . = 1450 kg/m³
Mauerwerk aus Leichtbauziegeln . . . . . . = 1030 „
Gemischtes Mauerwerk aus gewöhnlichen und Leichtbauziegeln . . . . = 1350 „
Mauerwerk aus „Calofrig“-Steinen (bei 25 cm Wandstärke) . . . . = 540 „

Alle sichtbaren Stützen sind mit wagerecht gelegten Verkleidungssteinen abgedeckt, die Stützenträger und die genieteten Träger wurden zum Schutz gegen Feuer und Rost ausbetoniert. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt etwa 1250 t.

Der Bau des Geschäftshauses Sušicky beweist auch für die besonderen Verhältnisse in der Tschechoslowakei von neuem die Wettbewerbsfähigkeit des Stahlbaues bei Großgeschoßbauten vermöge seiner Anpassungsfähigkeit an jede Bauaufgabe, vor allem auch wegen seiner vollkommenen Raumausnutzung und hohen Tragfähigkeit.

Kalkbunker der Phönix Akt.-Ges., Duisburg-Ruhrort. Die Bunkeranlage dient zum Speichern gelöschten Kalkes, der zur Herstellung des basischen Futters der Thomasbirnen verwandt wird. Der gelöschte Kalk wird in Kübeln auf Eisenbahnwagen angefahren, deren Gleise in dem bunkerfreien Giebelfeld des Gebäudes liegt. Die Kübel werden durch einen Laufkran von den Eisenbahnwagen abgehoben und deren Inhalt in die Bunker gestürzt. Aus den Bunkern wird der gelöschte Kalk in Feldbahnwagen abgezogen und nach dem Thomaswerk gefahren. Die zwei Hängebunker fassen bei 7,1 m Breite, 6,2 m Tiefe und 23,5 m Länge je rd. 1000 m³. Auf der bunkerfreien Seite des Gebäudes ist für eine spätere Erweiterung in der Art Vorsorge getroffen, daß hier weitere Bunker angebaut werden können.

Im Querschnitt zeigt das Gebäude die aus Abb. 1 ersichtliche Anordnung. Das Dach ist in Bimsbeton eingedeckt und zeigt eine gleichfalls in Bimsbeton eingedeckte, seitlich offene Laterne von 11 m Breite. Die 23,6 m weit gespannten Binder liegen in 3,55 m Abstand. Da die Stützen 7,1 m voneinander entfernt stehen, sind die Zwischenbinder auf Blechträgerunterzügen gelagert (Abb. 2). Geschlossen ist das Gebäude nur oberhalb der Bunker. Im oberen Teil sind sowohl die Längswände wie die eine Giebelwand mit Jalousien verkleidet, der übrige Teil ist in


Abb. 3. Aufbau des Stahlskeletts über dem Theatersaal.

$^1/_2$ Stein ausgemauert. Der in der Richtung der vorgesehenen Verlängerung liegende Giebel ist offen.

Die beiden Hängebunker sind quer zur Längsrichtung des Gebäudes angeordnet und werden auf ihrer ganzen Länge von den Außenstützen und je drei Zwischenstützen getragen. Die Bunker sind aus Breitstahlplatten

Abb. 1. Querschnitt.

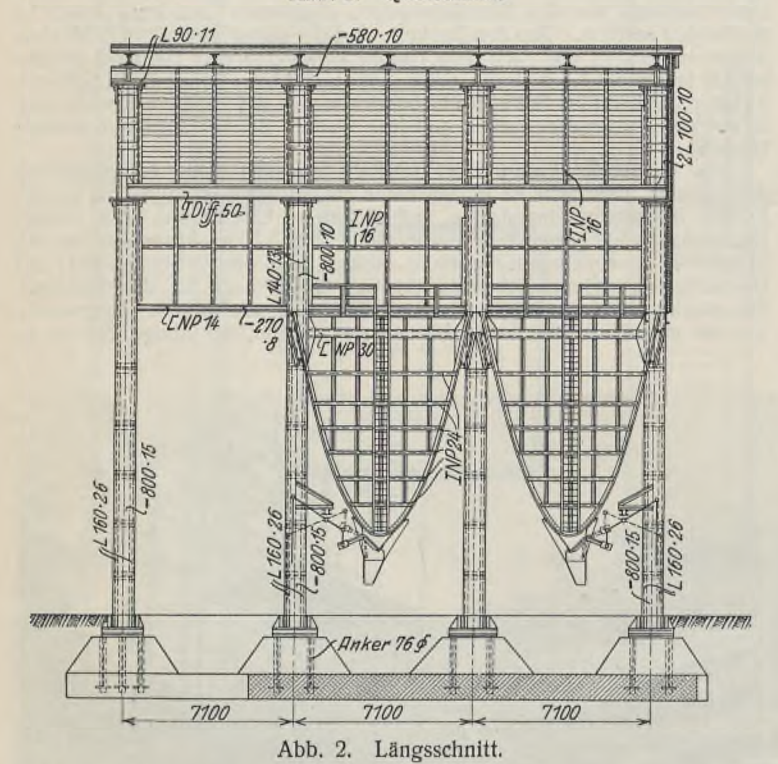


Abb. 2. Längsschnitt.

800×10 gebildet, die in der Hängerichtung überlappt genietet und in der Querrichtung durch Laschen gestoßen sind. An den Stirnwänden sind in die Hängebleche in wagerechter Richtung I NP 24 eingenietet, gegen die sich der durch Winkel ausgesteifte, stirnseitlich abschließende Blechbelag stützt. Zwischen den Stützen hängen die Bunker an zweiwandigen Trägern, deren Gurtungen aus I 203×152 bestehen und deren Wandfüllung auf der Innenseite aus den Bunkerblechen, auf der Außenseite aus Fachwerkstäben gebildet wird. Nach der anderen Achse haben diese Träger den Horizontalschub der Hängebunker von Stütze zu Stütze zu übertragen, wo er durch U-Profile, welche auf Stützenbreite in die Bunker eingebaut sind, seinen Ausgleich findet. Die Stirnwände der Bunker sind an Blechträger, die gleichzeitig die Giebelwände tragen, angeschlossen. Diese aus Abb. 3 ersichtlichen Blechträger werden durch die oberen Teile der Stirnwände gebildet.

Jeder Bunker hat acht Ausläufe, deren Verschlüsse durch ein zwischengeschaltetes Hebelgestänge von Hand betätigt werden. Aus Abb. 4 sind die Einzelheiten eines solchen Verschlusses zu ersehen.

Die nach einer Parabel geformten Hängebunker sind den gestützten Bunkern in jeder Hinsicht überlegen; sie beanspruchen wenig Raum und sind vor allem mit einem weit geringeren Baustoffaufwand herzustellen als gestützte Bunker. Die Firma C. H. Jucho in Dortmund, die Erbauerin der vorbeschriebenen Anlage, hat übrigens auch Erzbunker als

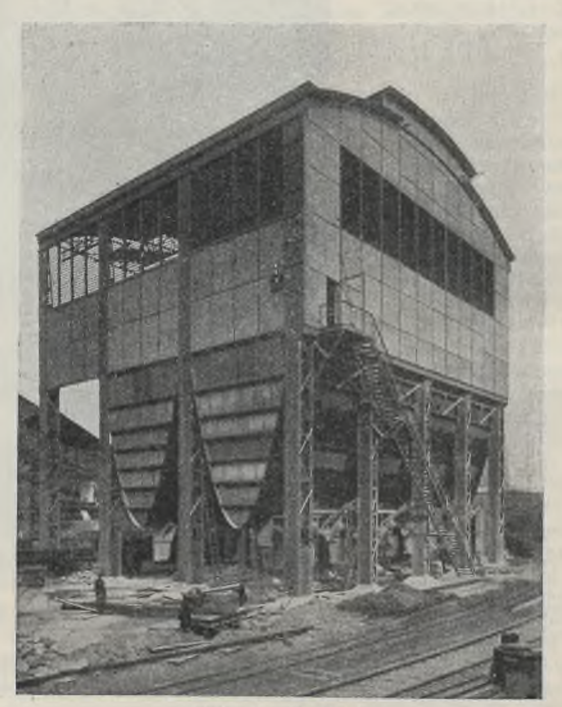


Abb. 3. Ansicht.

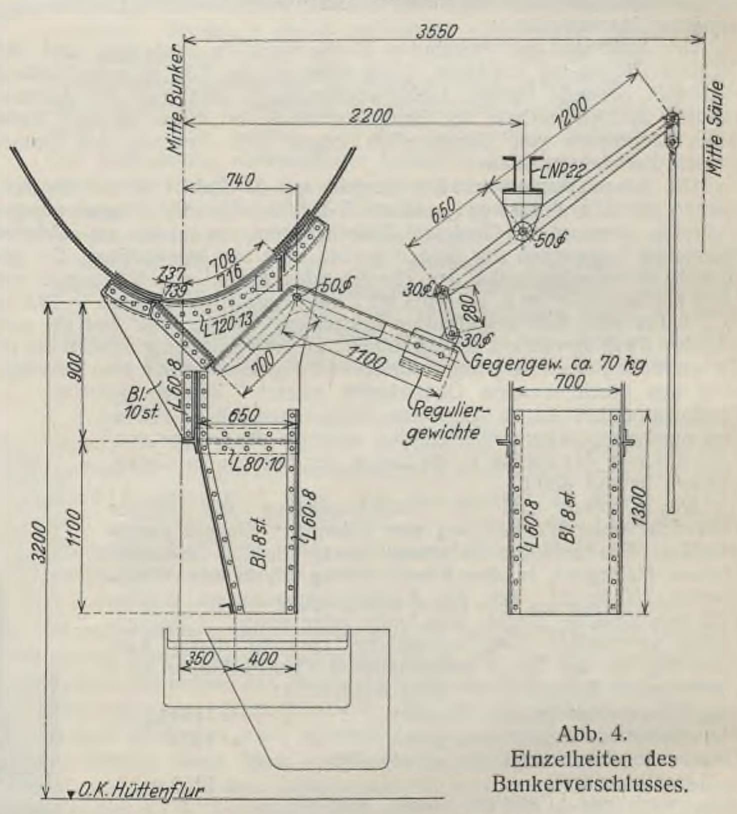


Abb. 4. Einzelheiten des Bunkerverschlusses.

Hängebunker ausgeführt, so für die Phönix A.-G. in Hörde, die Rheinischen Stahlwerke in Meiderich, die August-Thyssen-Hütte in Hamborn, die Gewerkschaft Jakobus in Hageningen und die Adolf-Emil-Hütte in Esch. Czech.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang | BERLIN, 12. Juli 1929 | Heft 14

Alle Rechte vorbehalten.

Die Entwicklung des Stahl-Skelettbaues in Hamburg.

Von Ingenieur **A. Rahn**, Hamburg.

(Schluß aus Heft 13.)

Schließlich muß aus der Vorkriegszeit noch eines Bauwerkes Erwähnung getan werden, bei welchem infolge besonderer Wünsche des Bauherrn nicht unerhebliche Schwierigkeiten zu überwinden waren: Es ist dies der Geschäftshausbau der Rudolf Karstadt A.-G., der am Pferdemarkt an der Mönckebergstraße und Kleinen Roosenstraße belegen ist (Architekt Franz Bach, Berechnung und Durchbildung der Stahlkonstruktion Zivilingenieur Franz Hammerstein in Hamburg). Für den Ingenieur ergaben sich die Schwierigkeiten aus den gleichzeitigen Forderungen, daß einerseits die Deckenstärken eine größtmögliche Einschränkung erfahren, anderseits bedeutende Räume von Stützen vollkommen freigehalten werden mußten. Diese Forderungen führten an sich schon zum Stahlbau und bedangen die einheitliche Durchbildung eines Skeletts, von dem alle Kräfte aufgenommen und auf die Fundamente direkt übertragen werden konnten.

Der Grundriß Abb. 17 und der Querschnitt Abb. 18 geben einen allgemeinen Überblick; aus dem ersteren ist auch die Stellung der Säulen zu ersehen, und es ergibt sich bei näherer Betrachtung, daß in den Seitenflügeln stützenfreie Räume von 160, 180 und 200 m² Grundfläche vorhanden sind, während der Mittelbau sogar eine Grundfläche von 380 m² frei läßt.

Die Überdeckung dieser großen Flächen ist mit Hilfe von Kragkonstruktionen durchgeführt: Wir sehen im Mittelbau zwischen den Treppenhäusern einen Hauptunterzug, dessen eingehängtes Stück ungefähr 13 m weit spannt und beiderseits auf 2,8 m auskragenden Trägern ruht. Dieser als Kastenträger ausgebildete Unterzug hat die in etwa 3,1 m Abstand liegenden Deckenträger aufzunehmen. Letztere sind wieder gegliedert in einen 9,2 m langen Teil mit einem Kragarm von 2,2 m und einem hier eingehängten 11 m spannenden Teil. Da die Deckenträger an sich schon eine Bauhöhe von etwa 420 mm haben, war es nicht möglich, sie auf den Unterzug einfach aufzulegen, weil dann die Höhe der Decke zu groß geworden oder doch beim Unterzug eine Voute stark hervorgetreten wäre und das innere Bild gestört hätte. So kam es denn dazu, daß die

Abb. 17 bis 21. Warenhaus Rudolf Karstadt. (Ausführung der Stahlkonstruktion durch die Firmen Gebr. Andersen in Kiel, H. C. E. Eggers & Co., Döbler & Co., jetzt Carl Spaeter G. m. b. H., J. Jansen Schütt G. m. b. H. in Hamburg und Breest & Co. in Berlin.)

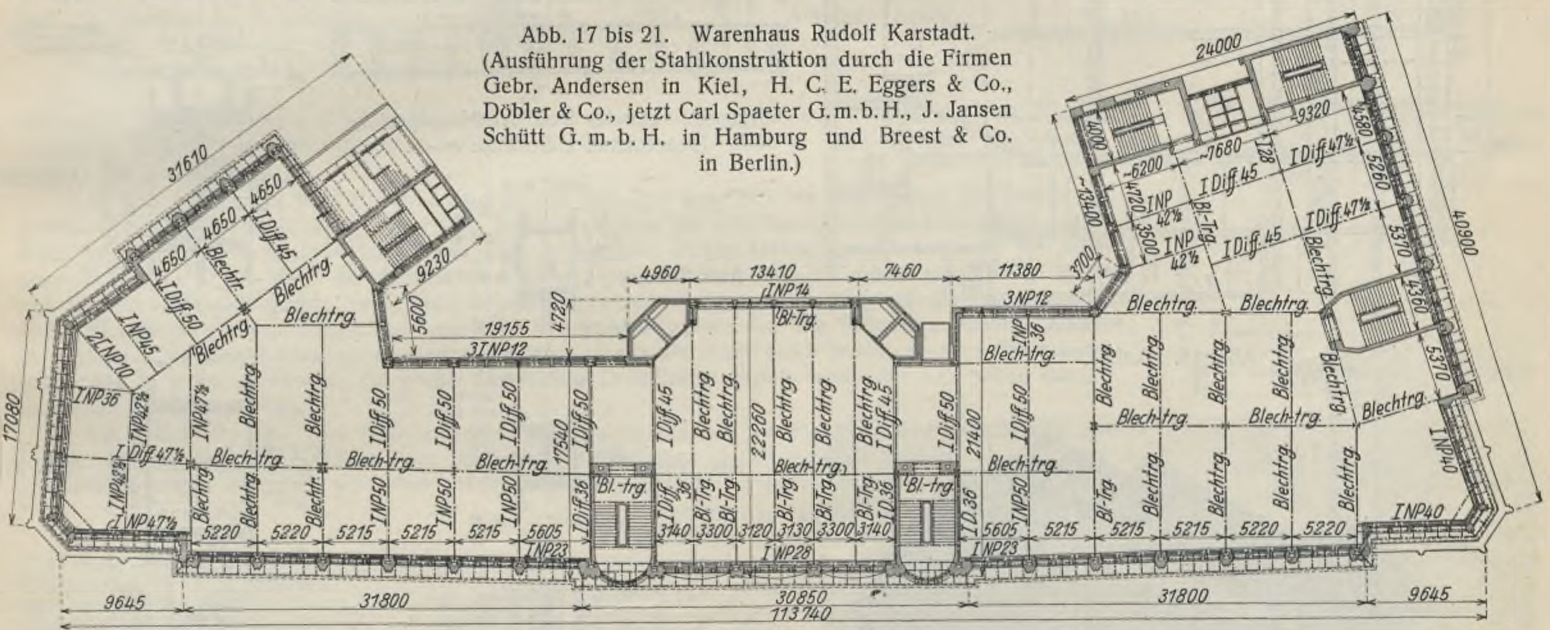


Abb. 17. Grundriß.

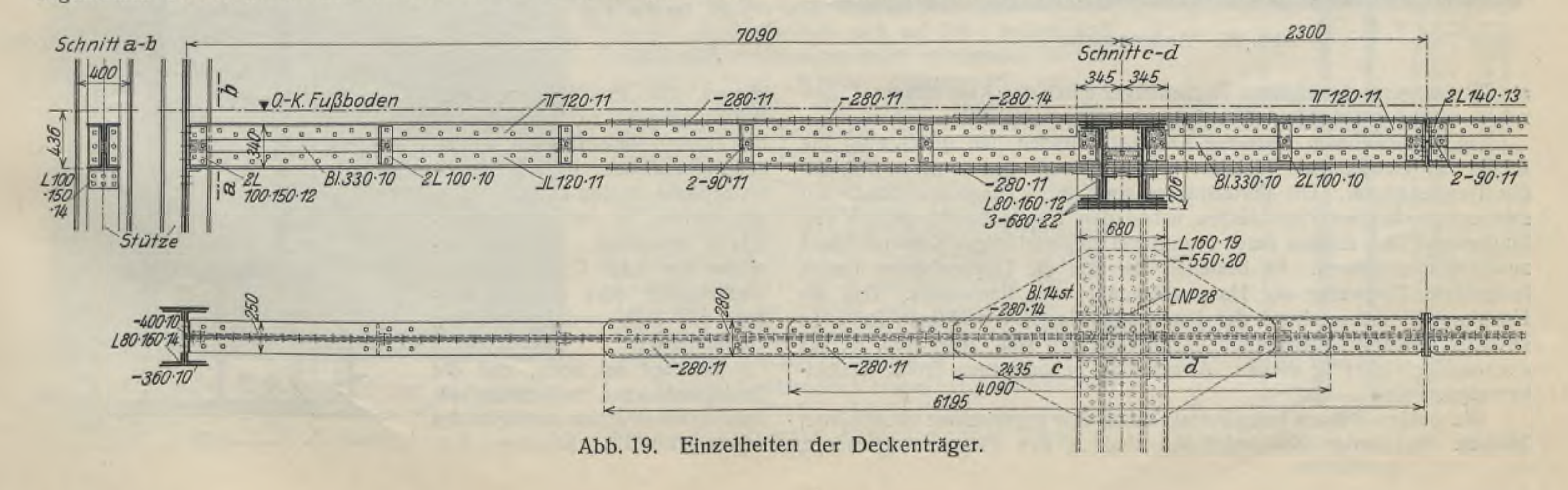


Abb. 19. Einzelheiten der Deckenträger.

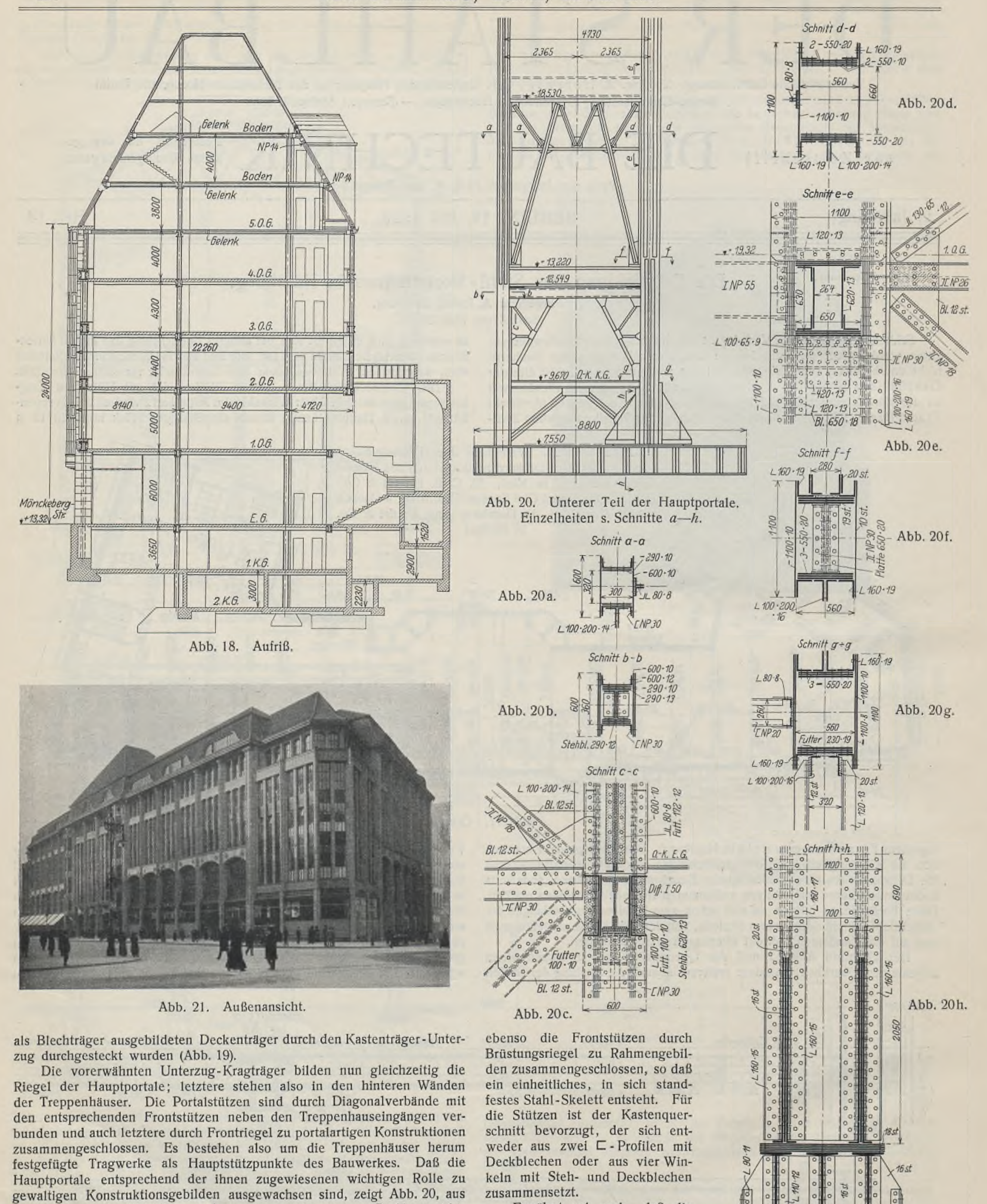


Abb. 18. Aufriß.

Abb. 20. Unterer Teil der Hauptportale. Einzelheiten s. Schnitte *a*—*h*.

Abb. 20a.

Abb. 20b.

Abb. 20c.

Abb. 20d.

Abb. 20e.

Abb. 20f.

Abb. 20g.

Abb. 20h.

Abb. 21. Außenansicht.

als Blechträger ausgebildeten Deckenträger durch den Kastenträger-Unterzug durchgesteckt wurden (Abb. 19).

Die vorerwähnten Unterzug-Kragträger bilden nun gleichzeitig die Riegel der Hauptportale; letztere stehen also in den hinteren Wänden der Treppenhäuser. Die Portalstützen sind durch Diagonalverbände mit den entsprechenden Frontstützen neben den Treppenhauseingängen verbunden und auch letztere durch Frontriegel zu portalartigen Konstruktionen zusammengeschlossen. Es bestehen also um die Treppenhäuser herum festgefügte Tragwerke als Hauptstützpunkte des Bauwerkes. Daß die Hauptportale entsprechend der ihnen zugewiesenen wichtigen Rolle zu gewaltigen Konstruktionsgebilden ausgewachsen sind, zeigt Abb. 20, aus der auch gleichzeitig die zur Anwendung gekommenen Profile ersichtlich sind.

Die beiden Stützen jedes Portals haben eine gemeinsame Grundplatte, kleinere portalartige Konstruktionen sind in den Flügeln angeordnet, ebenso die Frontstützen durch Brüstungsriegel zu Rahmengebilden zusammengeschlossen, so daß ein einheitliches, in sich standfestes Stahl-Skelett entsteht. Für die Stützen ist der Kastenquerschnitt bevorzugt, der sich entweder aus zwei ⊏-Profilen mit Deckblechen oder aus vier Winkeln mit Steh- und Deckblechen zusammensetzt.

Erwähnt sei noch, daß die Dachkonstruktion vollständig als Rahmenkonstruktion durchgebildet wurde (Abb. 18). Sämtliche frei-

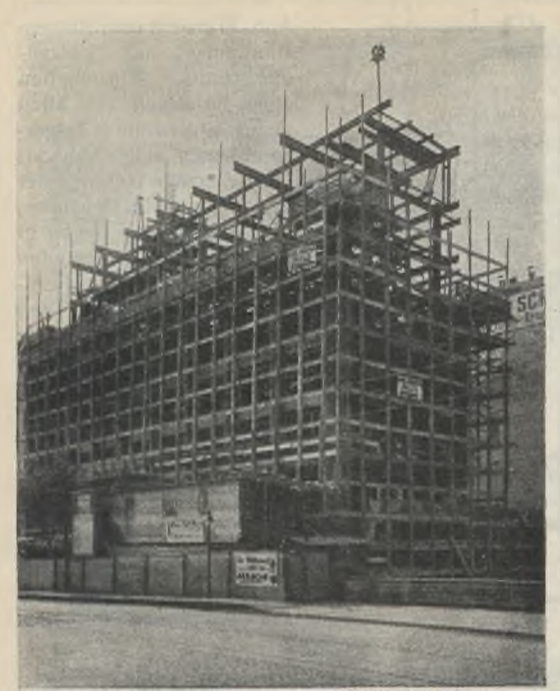


Abb. 22. Neubau der Firma Erich Schüler am Heidkampsweg. (Ausführung der Stahlkonstruktion: Carl Spaeter G. m. b. H., Hamburg.)

Abb. 24. Aufriß.

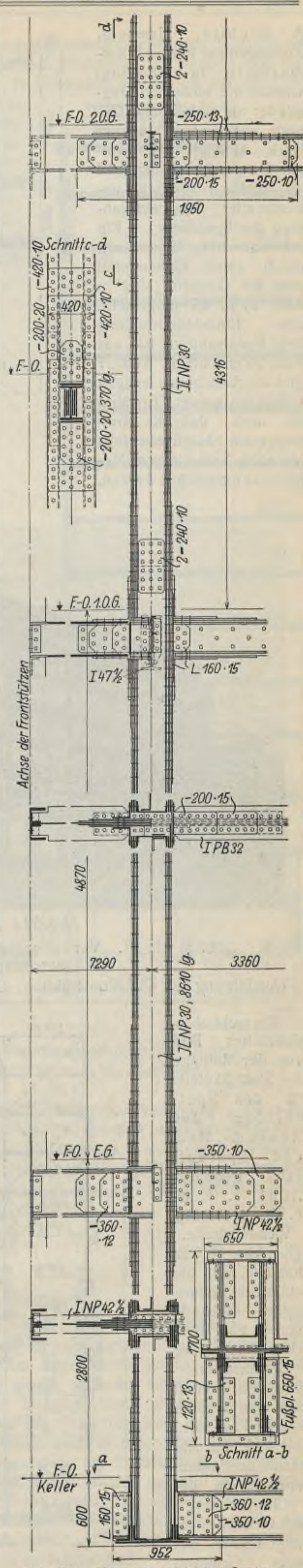


Abb. 26. Einzelheiten der Stützenausbildung.

stehenden Innensäulen und sonst freiliegenden Konstruktionsteile wurden mit 5 cm starkem Monierputz ummantelt. Die gesamte Stahlkonstruktion hat ein Gewicht von 2600 t. Abb. 21 gibt eine Außenansicht des Gebäudes.

In den vorstehend beschriebenen Bauten aus der Zeit von 1907 bis 1912 haben wir bereits ein geschlossenes Entwicklungsbild vor uns: Der Stahl-Skelettbau hat sich durchgesetzt und dargetan, daß er allen Anforderungen gewachsen ist. Wenn auch in späteren Zeiten Gebäude noch mehr in die Höhe streben und die Querschnitte der Stützen und Rahmenkonstruktionen dadurch größer werden, so bietet das für den Ingenieur nichts Neues und bereitet ihm keine weiteren Schwierigkeiten. Ob acht oder zwölf Stockwerke ist grundsätzlich gleichgültig: Bei Stahlbauten werden die Stützenquerschnitte immer in denkbar kleinsten Abmessungen gehalten werden, so daß allein hierdurch jedem anderen Baumaterial gegenüber in jedem Stockwerk ein großer Gewinn an Grundfläche erzielt wird, der bei hohen Bauten besonders ins Gewicht fällt.

Die Erkenntnis von den Vorteilen der Stahlbauweise hat sich in Hamburg denn auch wach gehalten. Seitdem nach Überwindung der lähmenden Kriegsfolgen die Bautätigkeit in den letzten Jahren lebhafter geworden ist, sehen wir sofort wieder Stahl-Skelettbauten entstehen.

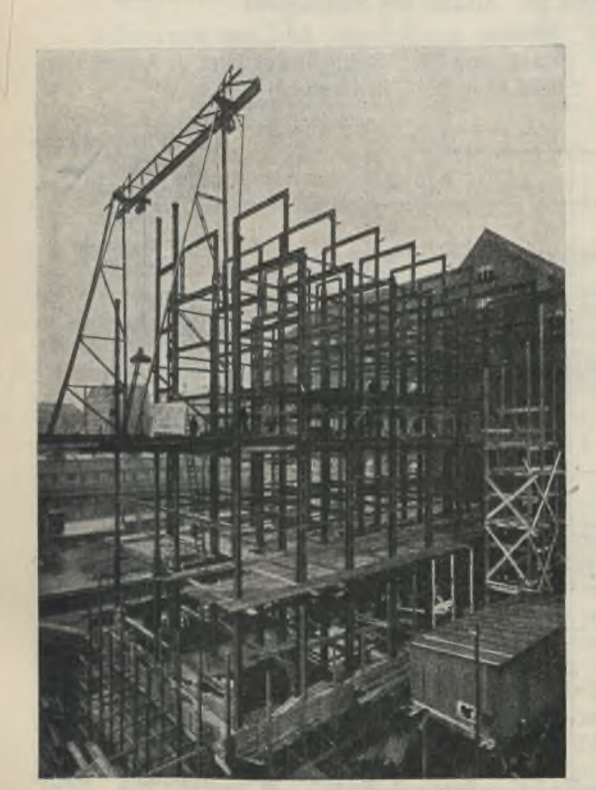


Abb. 23. Neubau „Heimstätte“ am Nagelsweg. (Ausführung der Stahlkonstruktion: Carl Spaeter G. m. b. H., Hamburg.)

Erwähnt sei von ihnen der Neubau der Firma Erich Schüler (Leder-Schüler) am Heidkampsweg (Architekt Fr. Höger, Berechnung und Entwurf der Stahlkonstruktion durch die Zivilingenieure Dr.-Ing. Kuball und Kölling in Hamburg): Dieses Fabrikgebäude liegt auf einem Eckgrundstück und zeigt winkelförmigen Grundriß, dessen einer Gebäudeflügel eine Länge von 32 m bei 11 m Breite und elf Stockwerken hat, während der andere eine Länge von 28,6 m bei 16 m Breite und vier Stockwerken aufweist. Der Hauptquerschnitt der Stützen besteht aus zwei ⊏-Profilen, deren Stege stellenweise durch Lamellen verstärkt und die durch Schnallen verbunden sind. Die erforderliche Seitensteifigkeit wurde durch den Einbau von Portalen erreicht. Abb. 22 gibt das Bauwerk bei Fertigstellung der Stahlkonstruktionen wieder, deren Gewicht sich auf 280 t beläuft und während deren Emporwachsen unbehindert Decken geschüttet und Wände ausgemauert werden. ⊏-Profile wurden mit Steinen ausgesetzt, alsdann erhielten die Säulen eine 5 cm starke Ummantelung aus Monierputz.

Einen weiteren Stahl-Skelettbau, die „Heimstätte“ des Allgemeinen Deutschen Gewerkschaftsbundes am Nagelsweg (Architekten H. Distel u. A. Grubitz, Zivilingenieure Dr.-Ing. Kuball und Kölling in Hamburg) zeigt Abb. 23. Auch hier ist zu ersehen, wie während der Aufstellung der Stahlkonstruktion Wände ausgemauert und Decken geschüttet werden.

Bei dem Neubau des Verwaltungsgebäudes der Hamburgischen Elektrizitätswerke am Pferdemarkt (Architekten Herold und H. Distel u.

A. Grubitz, Hamburg, Zivilingenieur Franz Hammerstein in Hamburg) wurden die einzelnen Tragglieder als einheitliche Gebilde vom Keller bis zum Dach durchgehend aufgefaßt und demgemäß als vielfach statisch unbestimmte Stockwerkrahmen durchgearbeitet. Ein schematischer Querschnitt durch einen Gebäudeteil und der Grundriß sind in Abb. 24 u. 25 dargestellt. Die Einzeldurchbildung der Konstruktion ist aus Abb. 26 ersichtlich. Abb. 27 gibt die Ansicht des fertigen Gebäudes wieder. Erwähnt sei noch, daß die freistehenden Säulen ebenfalls mit etwa 5 cm starkem Monierputz ummantelt wurden.

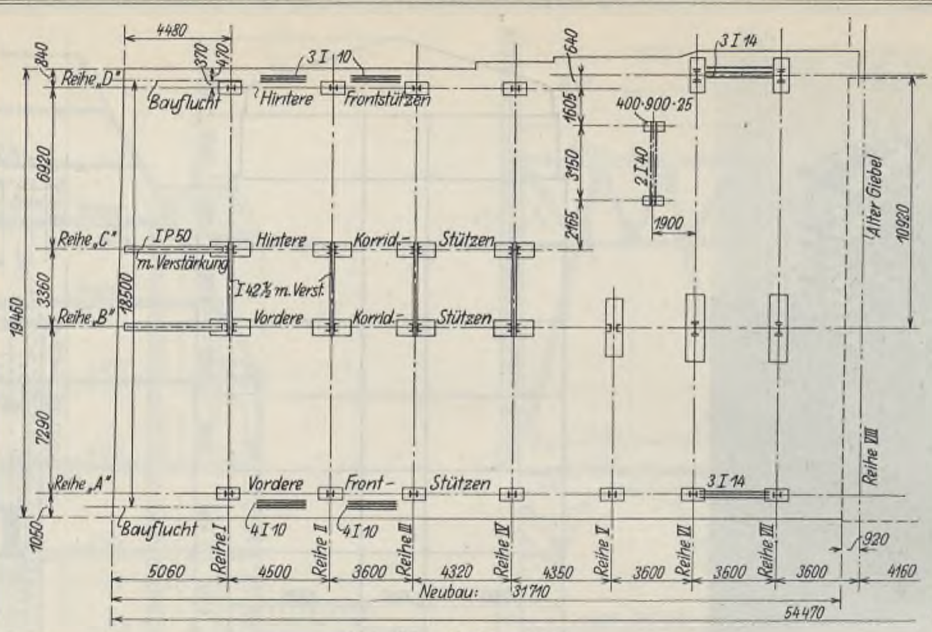


Abb. 25. Teilgrundriß.

Abb. 29 ersieht man Stützenanordnung und Stützenquerschnitte. Einzelheiten einer Frontsäule mit allen Querschnitten und Trägeranschlüssen zeigt Abb. 30: Die Unterzüge laufen in der Querrichtung des Gebäudes, die Deckenträger liegen in halben Säulenabständen voneinander und sind eingewinkelt, also mit den Unterzügen oben bündig angeordnet.

Zur Aufnahme der Horizontalkräfte sind die Unterzüge und die betreffenden Deckenträger an den Säulen eingespannt, außerdem an den Giebeln des Gebäudes Diagonalverbände angeordnet. Bei allen Säulen ist der Zwischenraum zwischen Stegen



Abb. 27. Ansicht.

Abb. 24 bis 27. Verwaltungsgebäude der Hamburgischen Elektrizitätswerke.
(Ausführung der Stahlkonstruktion: Carl Spaeter G. m. b. H., Hamburg.)

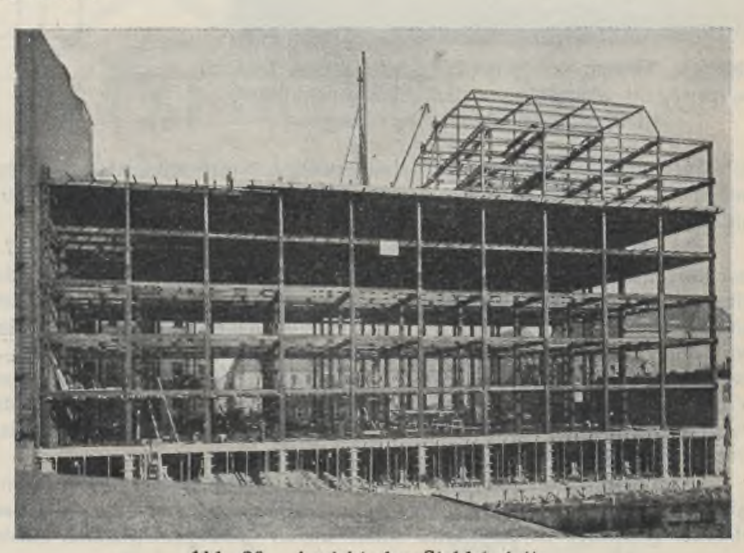


Abb. 28. Ansicht des Stahlskeletts.

Abb. 28 bis 30. Speicher des Konsum-, Bau- und Sparvereins „Produktion". (Ausführung der Stahlkonstruktion: J. Jansen Schütt G. m. b. H. in Hamburg.)

Ein recht übersichtliches Bild von der Montage des Stahl-Skeletts für den Speicherbau des Konsum-, Bau- und Sparvereins „Produktion" e. G. m. b. H., Hamburg, Wendenstraße, gibt Abb. 28. Es handelt sich um ein neungeschossiges Gebäude von rd. 21 × 48 m Grundfläche. Die Stahltragkonstruktion besteht aus fünf Säulenreihen in 5,19 bezw. 5,14 m Abstand, der Säulenabstand in der Längsrichtung des Gebäudes beträgt 4,95 m. Aus dem Grundriß

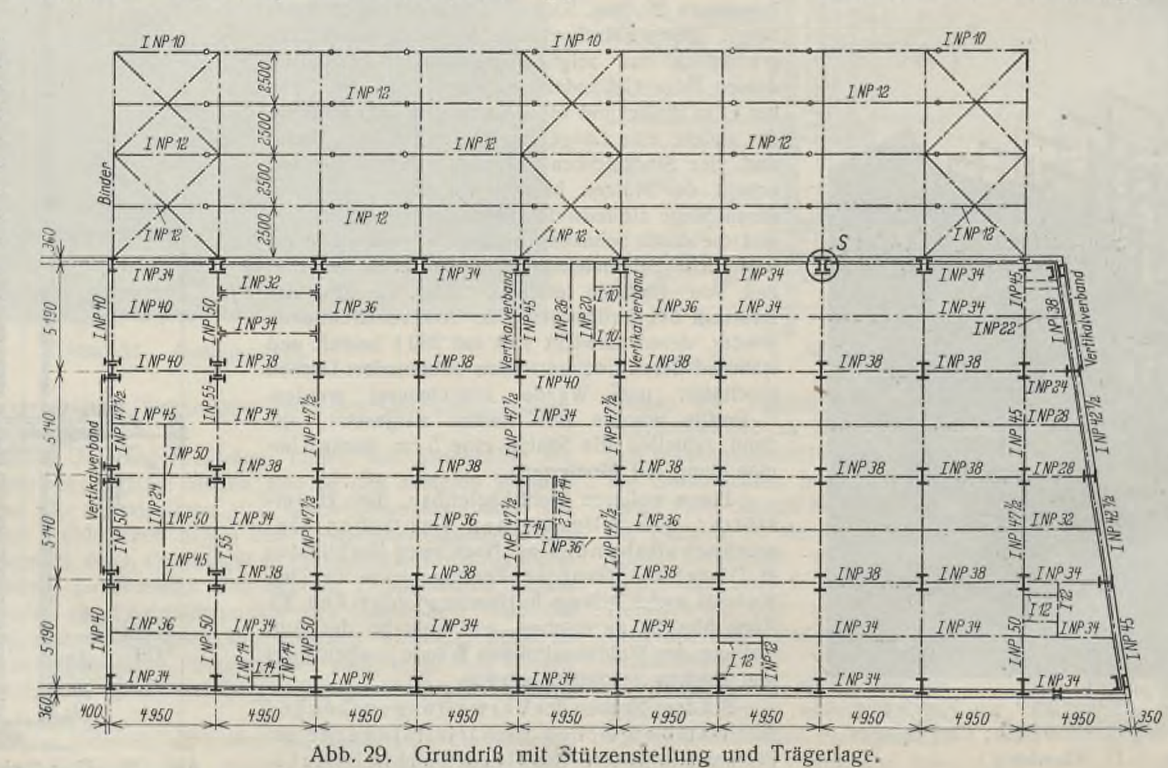


Abb. 29. Grundriß mit Stützenstellung und Trägerlage.

und Flanschen zunächst mit Mauersteinen ausgesetzt und sodann eine 5 cm starke Betonummantelung angebracht. Während der Aufstellung der Stahlkonstruktion für die oberen Stockwerke konnte unten ungehindert an den Wänden und Decken gearbeitet werden. Die Gesamtkonstruktion hat ein Gewicht von rd. 1000 t.

Abschließend kann hier schon gesagt werden, daß sich der Stahl-Skelettbau in Hamburg wachsender Beliebtheit erfreut, da seine Vorteile klar

zutage treten, und daß er durch berufene Fachleute Pflege und Förderung erfährt. Es dürfte daher nicht erforderlich sein, noch auf weitere Bauwerke näher einzugehen, die in der Nachkriegszeit entstanden sind, zumal über einen Teil derselben schon früher an anderer Stelle eingehend berichtet ist, wie z. B. über die Kühlhäuser „Union“ und „Behr & Mathew“.[1]) Erwähnt seien nur noch die Neubauten der technischen Staatslehranstalten und vor allem das in Bau befindliche große Verwaltungsgebäude des Deutschnationalen Handlungsgehilfen-Verbandes am Holstenplatz (Architekten Sckopp und Vortmann, Zivilingenieur G. Timm in Hamburg). Es handelt sich hierbei um ein Gebäude mit 12 bezw. 16 Stockwerken, bei dem sich die Überlegenheit des Stahlbaues deutlich gezeigt hat. Ein näheres Eingehen auf dieses interessante Bauwerk muß einer anderen Veröffentlichung vorbehalten bleiben; erwähnt sei nur, daß es 2900 t Konstruktion in St 48 enthält. Abb. 31 zeigt einen Querschnitt.

Die zu vorstehender Veröffentlichung benutzten Unterlagen wurden dem Verfasser in entgegenkommender Weise zur Verfügung gestellt von Herren Architekten Franz Bach, H. Distel & A. Grubitz, Herold, Fr. Höger, Sckopp & Vortmann, Zivilingenieur Franz Hammerstein und von den Hamburger Stahlbaufirmen H. C. E. Eggers & Co., G. m. b. H., J. Jansen Schütt G. m. b. H. und Carl Spaeter G. m. b. H., denen an dieser Stelle nochmals gedankt sei.

Abb. 30. Einzelheiten der Stützen- und Trägeranschlüsse.

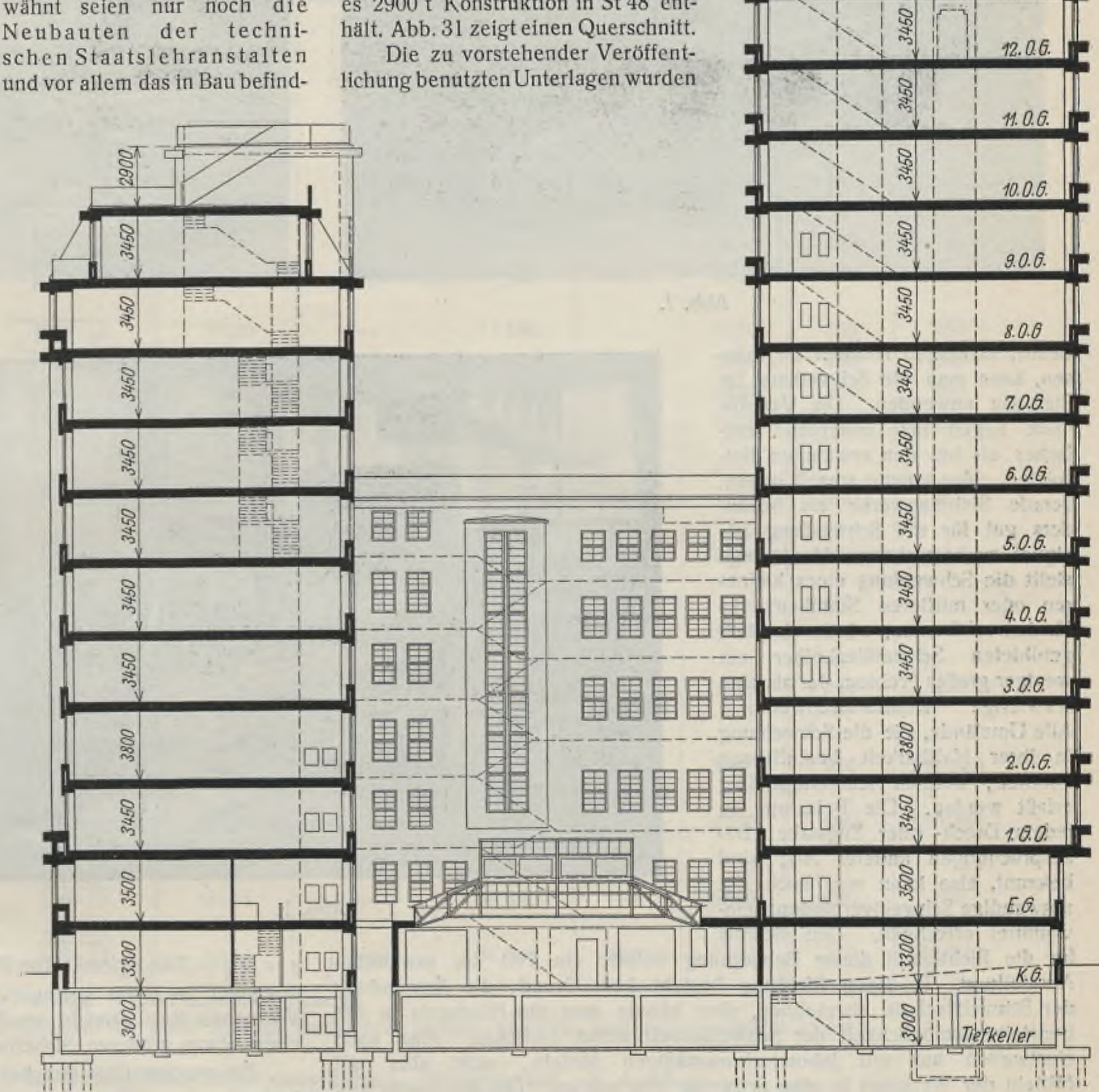


Abb. 31. Verwaltungsgebäude des Deutschnationalen Handlungsgehilfen-Verbandes. (Ausführung der Stahlkonstruktion: J. Jansen Schütt G. m. b. H., Hamburg.)

[1]) Vergl. u. a. „Der Stahlbau“ 1928, Heft 4: Schmuckler, Das neue Kühlhaus der Firma Behr & Mathew im Hamburger Freihafen.
Ebenda 1928, Heft 9: Einige neuere Industriebauten in Stahlskelettbauweise der Firma J. Jansen Schütt in Hamburg.
Ebenda 1928, Heft 10: Schneider, Geschäftshausbauten in Stahl.

Alle Rechte vorbehalten.

Schweißen im Stahlbau.

Von Dr.=Ing. H. Neese, Beratender Ingenieur für Schweißtechnik, Berlin-Zehlendorf.

Der Deutsche Stahlbau-Verband hatte auf der diesjährigen Technischen Messe in Leipzig in der Halle Stahlbau eine kleine Ausstellung veranstaltet, die den heutigen Stand der Schweißtechnik im Stahlbau zeigen sollte. Trotz der Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit sind einige Unterlagen zusammengetragen worden, über die im Zusammenhang berichtet werden soll.

Die Bestrebungen, die Nietung im Stahlbau durch ein Schweißverfahren zu ersetzen, sind in Deutschland etwa zehn Jahre alt. Als Schweißverfahren kommt hauptsächlich die Lichtbogenschweißung in Frage, da die Gasschmelzschweißung, wenn es sich nicht um sehr dünne Profile handelt, zu große Spannungen bewirken kann. In Berichten über das ausländische Schrifttum liest man oft von geschweißten Ausführungen. Beispiele für derartige Ausführungen sind in Deutschland bis jetzt noch nicht vorhanden. Die allgemeine Vorstellung derjenigen, die sich mit dem Stahlhochbau und dem Stahlbrückenbau befassen, dürfte wohl die sein, daß kein Grund vorliegt, die Nietung durch die Schweißung zu ersetzen. Die Nietung hat sich ja seit Jahrzehnten gut bewährt. Die Berechnungsgrundlagen kann man als ziemlich einwandfrei betrachten. Die Werkseinrichtungen entsprechen im allgemeinen hohen Anforderungen. Die Anwendung des Schweißens würde nach der üblichen Ansicht eine Unsicherheit in die Konstruktion bringen. Ganz unberechtigt erscheint diese Ansicht nicht, da Versager der Schweißtechnik nicht unbekannt sind. Diese betreffen jedoch — wenn nicht ausgesprochen minderwertige Arbeit vorliegt — meist die Anwendung im Behälterbau, wo man die Erfordernisse der Schweißung nicht richtig erkannt hat und infolgedessen Fehlschweißungen erhielt, oder aber die Beseitigung von Maschinenbrüchen mittels Schweißverfahren, die, ähnlich wie ärztliche Operationen, stets die Gefahr in sich bergen, daß sie mißlingen aus Gründen, die nicht dem Verfahren als solchem zur Last zu schreiben sind.

Ohne Kunstgriffe irgendwelcher Art anzuwenden, ohne Schwierigkeiten aus der gewählten Bauform erwarten zu müssen, ohne mit unbekannten

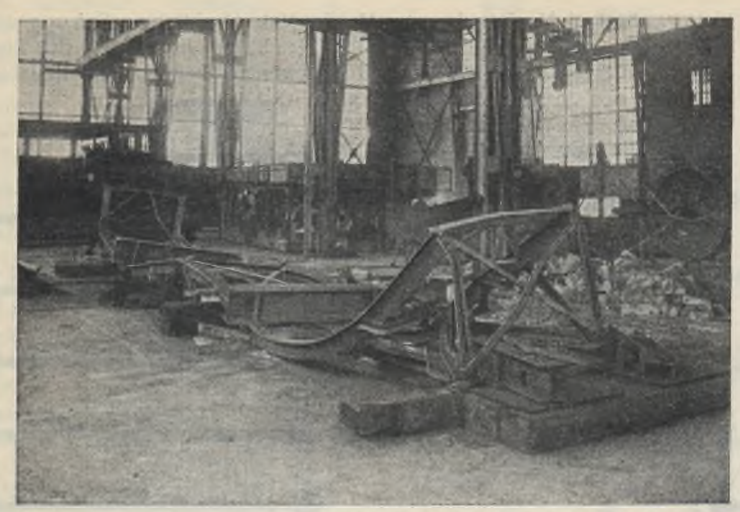


Abb. 2.

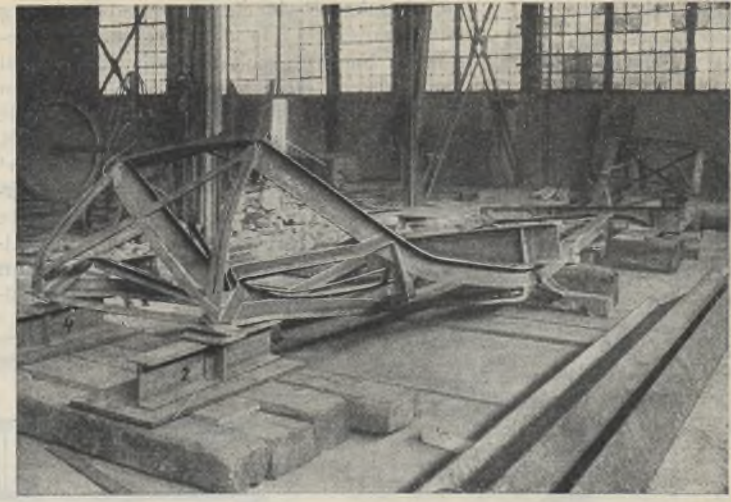


Abb. 3.

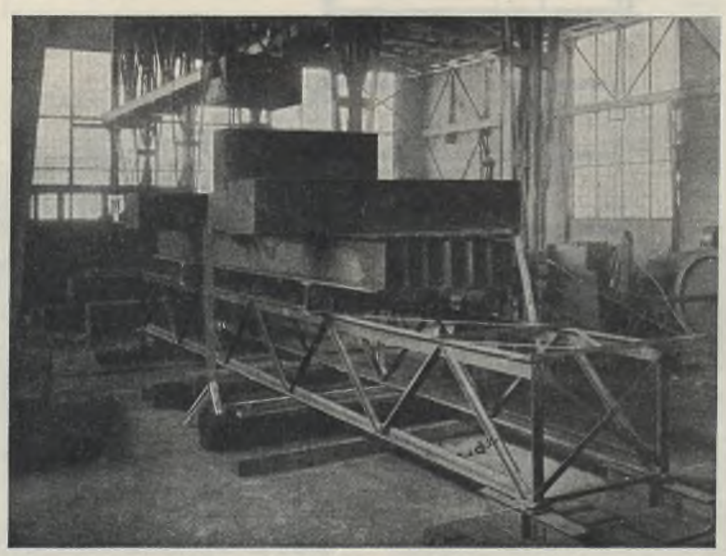


Abb. 1.

Beanspruchungen rechnen zu müssen, kann man die Schweißung im Stahlbau anwenden. Die Verhältnisse liegen hier bedeutend einfacher als bei den erwähnten Beispielen. Man könnte soweit gehen, gerade Stahlbauwerke als besonders gut für die Schweißung geeignet zu bezeichnen. Heutzutage stellt die Schweißung eines kleineren oder mittleren Stahlbauwerks für den erfahrenen, wissenschaftlich gebildeten Schweißtechniker ein weniger großes Problem dar als eine schwierige Reparaturschweißung. Alle Umstände, die die Schweißung in ihrer Haltbarkeit beeinflussen könnten, können rechnungsmäßig erfaßt werden. Die Belastung in jedem Druck- oder Zugstabe, Beanspruchungen anderer Art, sind bekannt, also kann man auch die notwendige Schweißverbindung einwandfrei errechnen. Den Beweis für die Richtigkeit dieser Behauptung lieferte ein Teil der erwähnten Ausstellung. In dieser Richtung besteht kein Grund, die Anwendung der Schweißtechnik abzulehnen, eher könnte man ein Hindernis in der Beurteilungsmöglichkeit der Schweißarbeit selbst erblicken. Man kann einstweilen nur mit laboratoriumsmäßigen Mitteln, nicht aber mit Mitteln der Werkstatt in eine Schweiße hineinsehen. Die Röntgentechnik ist im Augenblick noch nicht so weit, daß sie in jeder Werkstatt Anwendung finden könnte. Man muß einstweilen eine fertige Schweiße nach äußeren Merkmalen beurteilen. Es ist dies bedeutend leichter als etwa die gleichartige Beurteilung einer Nietverbindung. Der wirkliche Schweißfachmann kann während und nach der Ausführung einer Schweißverbindung einwandfrei feststellen, ob die Verbindung den gestellten Anforderungen entsprechen wird oder nicht. Dennoch ist naturgemäß eine durchaus gründliche Ausbildung der Schweißer auf das entschiedenste zu fordern. Darüber hinaus muß auch das Überwachungspersonal ausgebildet sein. Meister und Ingenieure dürfen nicht abhängig sein von dem, was ihnen der ausführende Schweißer aus Erfahrung zu übermitteln gewillt ist. Einwandfreie Maschinen und Geräte müssen als selbstverständlich vorausgesetzt werden. Die Preise der Schweißanlagen sind heute derart gering, daß in dieser Neubeschaffung niemals ein Grund liegen könnte, die Schweißtechnik im Stahlbau auszuschließen. Kenntnisse der Ingenieure sind naturgemäß notwendig, man kommt also wieder zurück auf die Frage nach den Berechnungsgrundlagen.

Bereits vor Jahren wurden auf Veranlassung des Deutschen Stahlbau-Verbandes kleinere Schweißproben bei dem Materialprüfungsamt in Dresden, Professor Dr. Gehler, zerrissen. Es handelte sich um Winkelprofile, die beiderseits auf Knotenbleche aufgeschweißt waren, und zwar mit Schweißnähten quer zur Kraftrichtung (Stirnschweißung) wie auch mit Schweißnähten parallel zur Kraftrichtung (Flankenschweißung). Die Ergebnisse waren derart befriedigend, daß die Versuche in größerem Maßstabe fortgesetzt wurden, zum Teil im Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem. Die Tafel 1 gibt die Dresdner Werte wieder. Die Tafel 2 zeigt eine Übersicht über die Dahlemer Versuche. Es ist dabei nicht nur wichtig, daß festgestellt wurde, welche Festigkeit in kg/cm² von der Schweiße erwartet werden darf, sondern auch, daß sich eine einfache Formel als richtig erwiesen hat. Diese Formel für die Bruchlast einer Schweiße lautet nach Neese: $P = 0{,}5 d \cdot l_s \cdot \sigma_P$. P ist die Bruchlast in kg, d ist die Schenkeldicke des aufgeschweißten Winkels in cm, l_s ist die Gesamtlänge der Schweißnaht. Diese Formel gilt lediglich für die Stirnschweißung. Liegt eine Flankenschweißung vor, so muß die rechte Seite der Formel mit 0,75 multipliziert werden, da eine Flankenschweißung vornehmlich auf Abscheren beansprucht wird. Die Anwendung dieser Formel hat sich als zuverlässig herausgestellt. Da bei ausreichend lang gewählten Schweißnähten der Bruch stets in den Winkeln erfolgt, läßt sich auch eine Beziehung zwischen der Bruchlast der Winkel σ_X und der Bruchlast der Schweiße ϱ herstellen. Gehler macht daher den Vorschlag, die empirische Formel anzuwenden: $\varrho = (\sigma_X - 700)$ kg/cm². Die Bruchlast, die sich aus der Neeseschen Formel errechnet, ist etwas geringer als die Bruchlast nach Gehler, die bei den Versuchen stets erreicht wurde. Die Rechnung nach Neese würde also einen etwas größeren Sicherheitkoeffizienten darstellen.

Ein geschweißter Brückenträger der Gutehoffnungshütte Sterkrade ist nach der ersten Formel geschweißt worden (Abb. 1 bis 3). Er bestand aus zwei Hauptträgern von 10 m Stützweite und 0,9 m Netzwerkhöhe. Die Gesamtträgerhöhe war 0,96 m. Die Kreuzverbände bestanden aus Flachstäben. Knotenbleche sind nicht verwendet worden. Ober- und Untergurtquerschnitt waren T-förmig, hergestellt durch Teilung eines I-Trägers. Dieser Versuchsträger war gerechnet für 18 t Gebrauchslast. Die Last wurde allmählich bis auf 54,5 t gesteigert, also bis auf die 3,12-fache Gebrauchslast. Der Bruch erfolgte durch das Ausknicken einer Schrägen, die schon im unbelasteten Zustand eine seitliche Ausbiegung von 1,5 mm aufwies. Die Schweißnähte sind trotz des Zusammenbruchs an keiner Stelle gerissen.

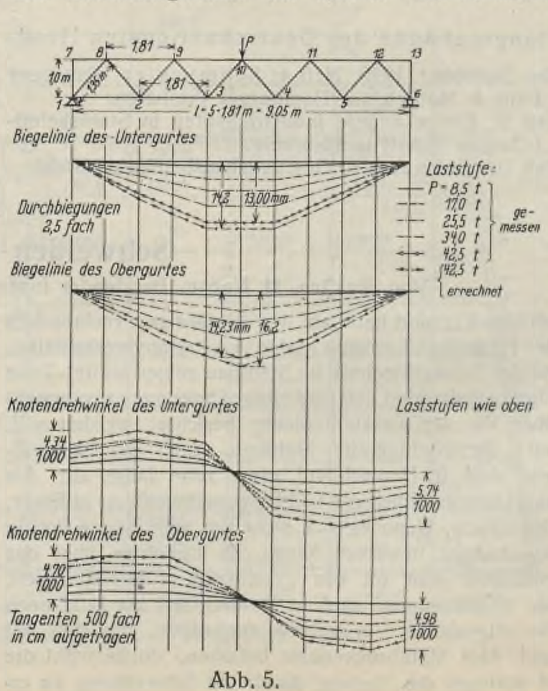


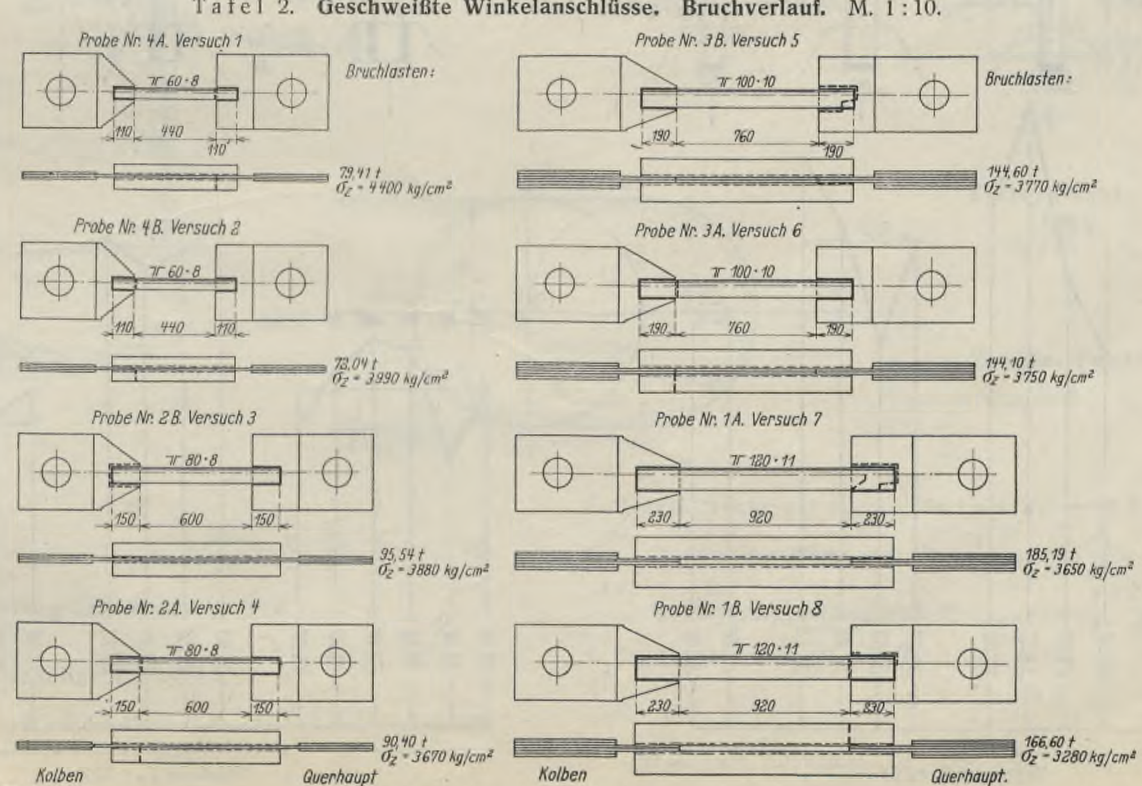
Abb. 5.

Tafel 1. **Winkelprofile.**

Bezeichnung der Probe	Art der Schweißung u. gesamte Schweißlänge an einem Blech (mm)	Abmessungen der beiden Winkeleisen eines Stabes in mm und Lage zueinander	Querschnitt beider Winkel (cm²)	Belastung (kg): a. d. Fließgrenze	Belastung (kg): beim Bruch	Spannung (kg/cm²): a. d. Fließgrenze	Spannung (kg/cm²): beim Bruch	Meßlänge (mm): vor dem Versuch	Meßlänge (mm): nach dem Versuch
1	2	3	4	5		6		7	
II 1a	St 2 × 60	60 · 6	13,82	—	14 780	—	1070	250	250
II 1b	St 2 × 60	60 · 6	13,82	—	17 270	—	1250	250	250
II 1c	St 2 × 60	60 · 6	13,82	—	23 910	—	1730	250	250
II 1d	St 2 × 60	60 · 6	13,82	—	20 000	—	1450	250	250
II 2a	Fl 4 × 60	60 · 6	13,82	38 000	38 800	2750	2810	250	252/252
II 2b	Fl 4 × 60	60 · 6	13,82	36 360	36 360	2630	2630	250	250/250
II 2c	Fl 4 × 60	60 · 6	13,82	—	35 000	—	2530	250	250
II 2d	Fl 4 × 60	60 · 6	13,82	34 500	37 280	2490	2700	250	251/251
III 1a	St 2 × 80	80 · 10	30,20	—	41 690	—	1380	250	250
III 1b	St 2 × 80	80 · 10	30,20	—	32 890	—	1090	250	250
III 1c	St 2 × 80	80 · 10	30,20	—	42 850	—	1420	250	250
III 1d	St 2 × 80	80 · 10	30,20	—	48 310	—	1600	250	250
VI 1a	St 2 × 60	60 · 10	22,14	—	25 510	—	1150	250	250
VI 1b	St 2 × 60	60 · 10	22,14	—	26 440	—	1200	250	250
VI 2a	Fl 4 × 60	60 · 10	22,14	—	43 140	—	1950	250	250
VI 2b	Fl 4 × 60	60 · 10	22,14	—	40 140	—	1810	250	250
VI 3a	Fl 4 × 80	60 · 10	22,14	(48 970)	53 640	(2210)	2430	250	251/250
VI 3b	Fl 4 × 80	60 · 10	22,14	(49 900)	50 100	(2260)	2270	250	250/250
VI 4a	Fl 4 × 90	60 · 10	22,14	—	56 530	—	2550	250	250
VI 4b	Fl 4 × 100	60 · 10	22,14	55 490	56 660	2500	2560	250	254/255

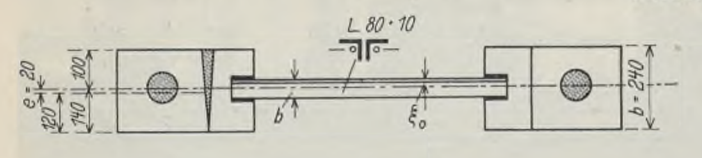
Bemerkung: St = Stirnschweißung. Fl = Flankenschweißung.
Die Werte für die Fließgrenze, die nicht deutlich beobachtet werden konnten, sind eingeklammert worden.

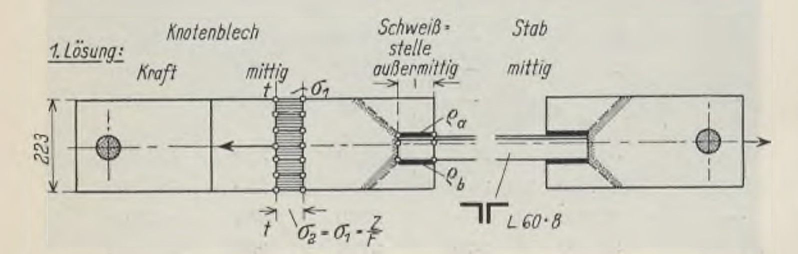
Tafel 2. **Geschweißte Winkelanschlüsse. Bruchverlauf.** M. 1 : 10.

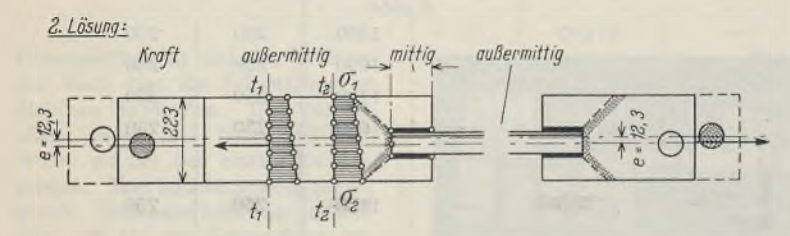


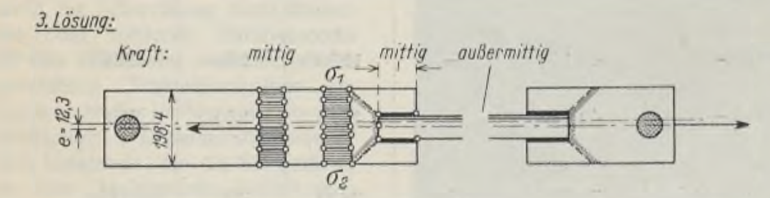
Tafel 3.

Dehnungsmessungen am Knotenblech, an das Doppelwinkel durch Flankenschweißung angeschweißt sind. Dresdner Versuche 1924.









1. Veranlassung: Bruch im Knotenblech bei einigen Proben.

Grund: Randspannung $\sigma = \frac{Z}{F} + \frac{M}{W} = \frac{Z}{F}\left(1 + \frac{6e}{b}\right)$.

Für $b = 24$ cm und Exzentrizität $e = 2$ cm wird

$$\sigma = \frac{Z}{F}\left(1 + 6 \cdot \frac{1}{12}\right) = 1{,}5 \cdot \frac{Z}{F},$$

mithin Bruch bei $\sigma = 2670$ anstatt bei 4000 kg/cm².

2. Dehnungsmessungen mit Doppelspiegel von Dr. Findeisen. $\left(\text{Genauigkeit } \frac{1}{100\,000} \text{ mm}\right)$.

3. Ergebnisse:

1. Lösung:

Spannungsverteilung im Knotenblech gleichmäßig trotz außermittigen Kraftangriffes innerhalb der Schweißstelle. Nur möglich, wenn $\varrho_a > \varrho_b$, z. B. $\varrho_a : \varrho_b = (b - \xi_0) : \xi_0 = 100 : 42$.

2. Lösung:

$\sigma_1 : \sigma_2 = 152 : 228 = 100 : 150.$

Zwar $\varrho_1 = \varrho_2$, aber ungünstige Spannungsverteilung im Knotenblech und Winkel.

3. Lösung:

$\sigma_1 : \sigma_2 = 202 : 228 = 100 : 113.$

Wiederum $\varrho_1 = \varrho_2$, trotzdem $\sigma_2 > \sigma_1$, weil außermittiger Kraftangriff im Doppelwinkel.

4. Geplante Versuche:

Kraftübertragung im Bereiche der Schweißstellen durch Dehnungsmessungen.

Tafel 4.

Gütezahlen ϱ auf Grund der Dresdner Versuche.

Bruchlast $Z = \varrho\, d\,(n\,l)$ oder $\varrho = Z : d\,(n\,l)$.

I. Stirnschweißung.

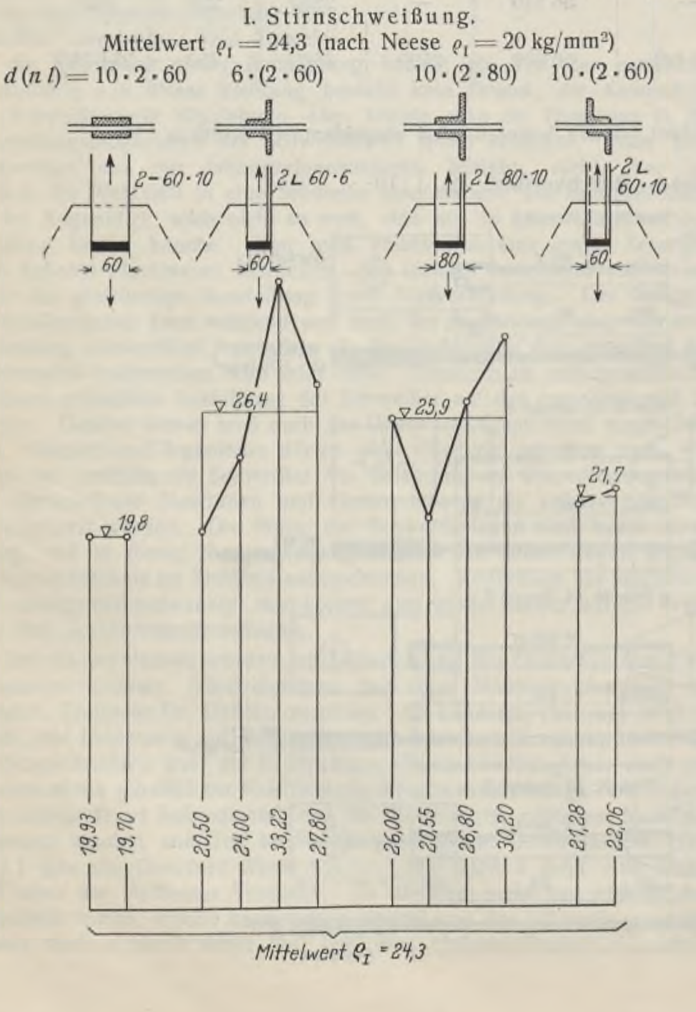
Mittelwert $\varrho_I = 24{,}3$ (nach Neese $\varrho_I = 20$ kg/mm²)

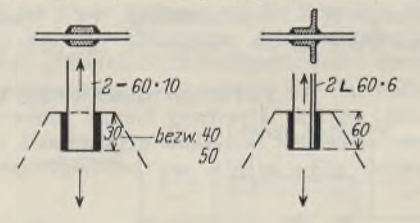
$d\,(n\,l) = 10 \cdot 2 \cdot 60$ $\quad 6 \cdot (2 \cdot 60)$ $\quad 10 \cdot (2 \cdot 80)$ $\quad 10 \cdot (2 \cdot 60)$

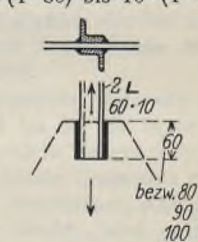
II. Flankenschweißung.

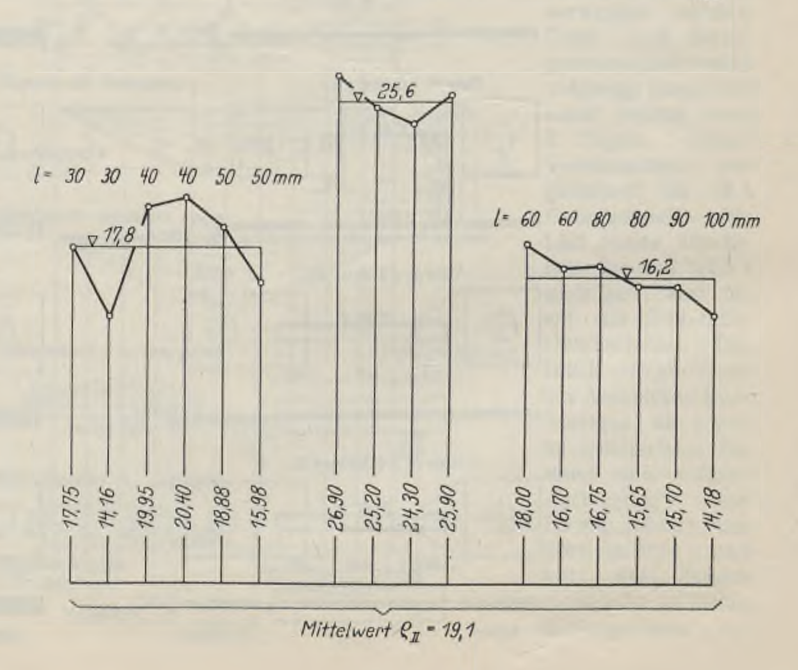
Mittelwert $\varrho_{II} = 19{,}1$ (nach Neese $\varrho_{II} = 15$ kg/mm²)

$d\,(n\,l) = 10 \cdot (4 \cdot 30)$ bis $10 \cdot (4 \cdot 50)$ $\quad 6 \cdot (4 \cdot 60)$ $\quad 10 \cdot (4 \cdot 60)$ bis $10 \cdot (4 \cdot 100)$









Tafel 5.

Spannungsverteilung bei symmetrischer Stirnschweißung von Flachstäben.

Ebenes Problem.

Tiefe $b = d$ gewählt.

Aufgabe: Gegeben die Richtung der Gleitfläche beim Bruch $\varphi = 45°$ (nach Versuchen).

Gesucht a) Lage von Z_I;

b) Spannungsverteilung.

1. Wagerechter Schnitt AB: Biegung.

$$M = Z_I e_1 \qquad W = \frac{b\,d^2}{6} = \frac{d^3}{6}$$

$$-\sigma_1 = \frac{M}{W} = 6 \cdot \frac{Z_I}{d^2} \cdot \frac{e_1}{d} \quad \ldots\ldots \quad (1)$$

2. Lotrechter Schnitt BC: Biegung mit Achsialzug.

$$+\sigma_2 = \frac{Z_I}{d^2} + 6 \cdot \frac{Z_I}{d^2}\left(\frac{1}{2} - \frac{e_1}{d}\right) \quad \ldots\ldots \quad (2)$$

3. Elementarwürfel in B (Randpunkt).

Es ist $\varphi = 45°$, wenn $-\sigma_1 = +\sigma_2$ und $\tau_1 = -\tau_2 = 0$.

Somit aus (1) und (2)

$$6 \cdot \frac{e_1}{d} = 1 + 3 - 6 \cdot \frac{e_1}{d} \quad \text{also} \quad \frac{e_1}{d} = \frac{1}{3} \quad \ldots \quad (3)$$

Dann wird nach (1) und (2)

$$-\sigma_1 = +\sigma_2 = 2 \cdot \frac{Z_I}{d^2} \quad \ldots\ldots \quad (4)$$

$$\tau_{max} = 2 \cdot \frac{Z_I}{d^2} \quad \ldots\ldots \quad (5)$$

Ergebnis: 1. Z_I liegt im Abstand $e_1 = \frac{d}{3}$.

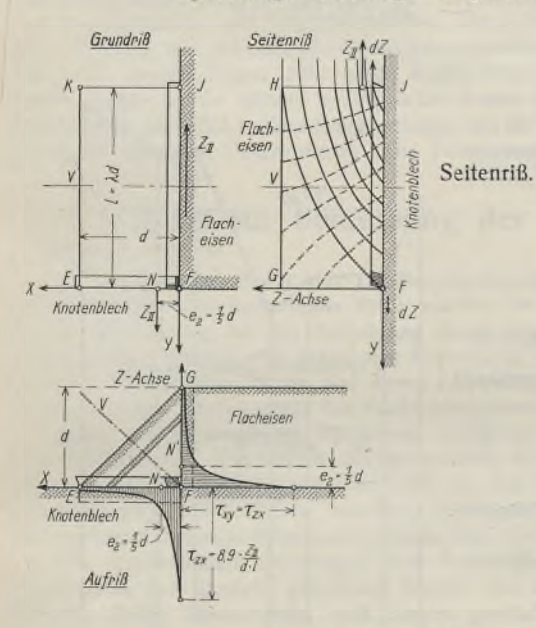
2. Spannungsverteilung s. Abbildung.

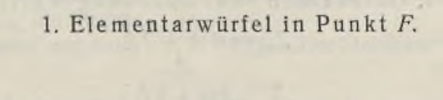
3. Gleitflächenneigung $\varphi = 45°$.

Zweck weiterer Versuche: Bestätigung.

Tafel 6.

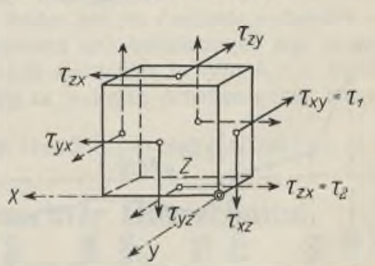
Spannungsverteilung bei symmetrischer Flankenschweißung von Flachstäben. Räumliches Problem. Torsion.

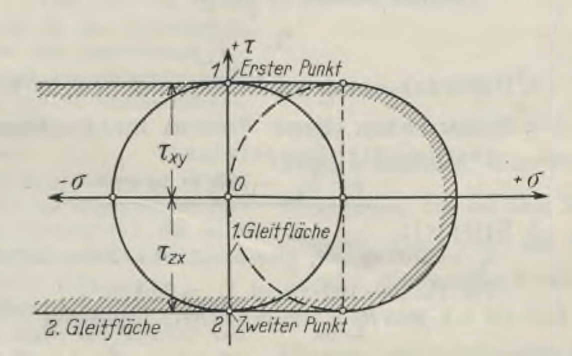




Seitenriß.

1. Elementarwürfel in Punkt F.





Erster Punkt:

$$\sigma_1 = 0 \qquad \tau_{xy} = \nu \cdot \frac{Z_{II}}{d\,l}.$$

Zweiter Punkt:

$$\sigma_2 = 0 \qquad \tau_{zx} = -\tau_{xy}.$$

Schubspannung $\tau_{xy} = -\tau_{zy} = \nu \cdot \frac{Z_{II}}{d\,l} = \frac{\nu}{\lambda} \cdot \frac{Z_{II}}{d^2}$ . . . . (6)

wobei ν = Verteilungsbeiwert und $\lambda = l : d$.

2. Ergebnis der Dresdner Versuche.

$$Z_I : Z_{II} = 19{,}8 : 17{,}8 = 1{,}11 : 1 \quad \ldots\ldots \quad (7)$$

3. Bruchursache sei τ_{Bruch}. Für $\lambda = l : d = 4$ ist z. B.

I. Stirnschweißung nach (5) $\tau_{max\,I} = 2 \cdot \frac{Z_I}{d^2} = \tau_{Bruch}$

II. Flankenschweißung nach (6) $\tau_{max\,II} = \nu \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{Z_{II}}{d^2} = \tau_{Bruch}$ . . . . (8)

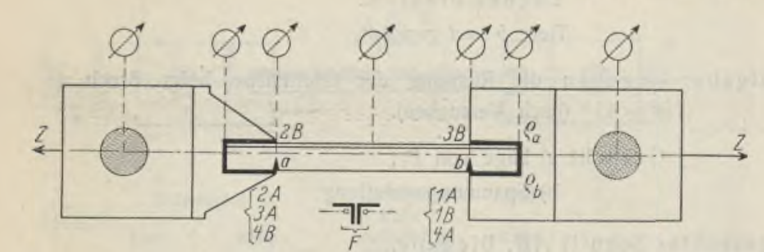
4. Ergebnis: Nach (8) und (7)

$$\nu = 2 \cdot 4 \cdot \frac{Z_I}{Z_{II}} = 8{,}9 \quad \ldots\ldots \quad (9)$$

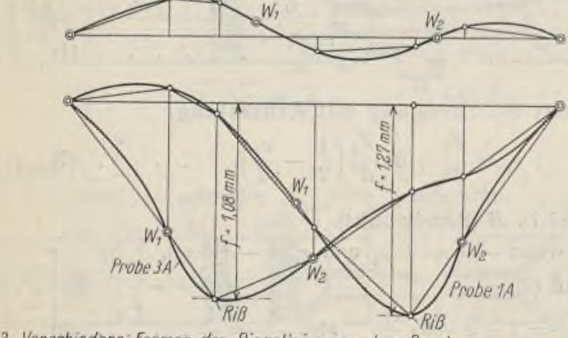
Ferner nach Abbildung $e_2 = \sim \frac{1}{5}\,d.$ . . . . (10)

Tafel 7.

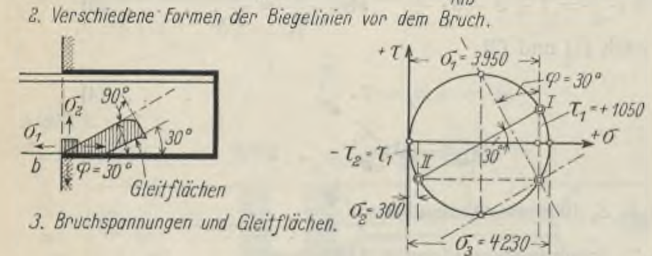
Die Nebenspannungen ν infolge Verbiegung geschweißter Doppelwinkel bei zentrischem Kraftangriff.
Dahlemer Versuche September 1925.



1. Normale Biegelinie im elastischen Bereich.



2. Verschiedene Formen der Biegelinien vor dem Bruch.



3. Bruchspannungen und Gleitflächen.

1. Gedanke der Auswertung: Betrachtung des Doppelwinkels.

Ohne Biegung ist

$$\sigma = Z : F \quad \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

Gemessen ist außer Z noch der Biegungspfeil f im Rißpunkte, d. g. $M = Z f$ (zu beachten W_{max} oder W_{min})

also

$$\nu = M : W \quad \ldots \ldots \ldots \quad (2)$$

2. Übersicht:

Probe	Stab	Z in kg	A in mm	$\sigma + \nu = \sigma'$ in kg/cm²	$\nu : \sigma$
4 A	2 L 60·60·8	79 410	0,10	4400 + 60 = 4460	1,4%
4 B		72 040	0,18	3990 + 95 = 4085	2,4%
2 A	2 L 80·80·8	90 400	0,64	3670 + 250 = 3920	6,8%
2 B		95 540	0,27	3880 + 405 = 4285	10,5%
3 A	2 L 100·100·10	144 100	1,08	3750 + 315 = 4065	8,4%
3 B		144 600	1,27	3770 + 150 = 3920	4,0%
1 A	2 L 120·120·11	185 200	1,27	3650 + 300 = 3950	8,2%
1 B		—	—	—	—

3. Ergebnis:

Die Nebenspannungen steigen von 2% bei 2 L 60·60·8 auf rd. 10% bei den stärkeren Winkeln.

4. Die Spannungsverteilung im Punkte a und b ist bestimmt durch I. $\sigma_1 = 3950$ (Probe 1 A), II. $\varphi = 30°$ (Neigung der Gleitfläche gegen σ_1).

Dann ist $\sigma_2 = 300$, $\sigma_3 = 4230$; $\tau_1 = -\tau_2 = 1050$ kg/cm², $\tau_{max} = 2110$ kg/cm².

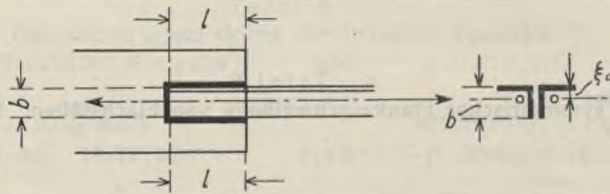
5. Weitere Dehnungsmessungen zur Ermittlung von ϱ_a und ϱ_b liegen vor.

Tafel 8.

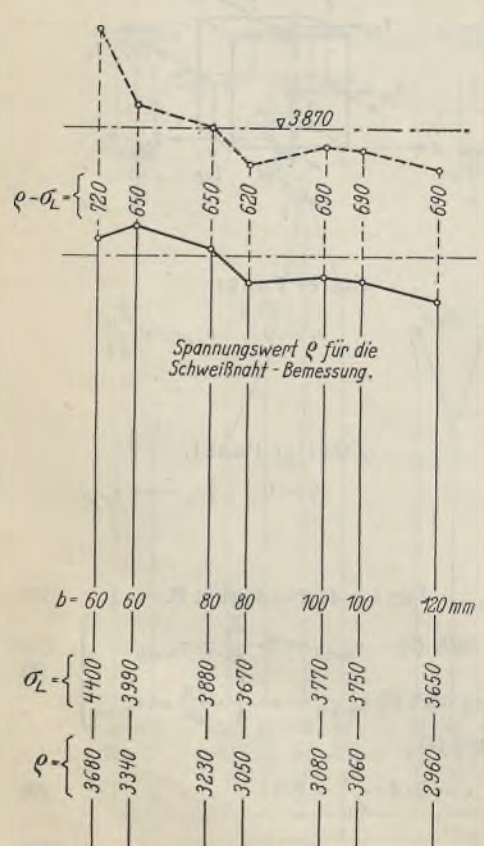
Folgerungen aus den Dahlemer Versuchen (September 1925) betreffend Gütezahlen ϱ.

I. Vorschlag:

Für Bemessung ϱ besser in kg/cm² auszudrücken anstatt in kg/mm².



2 L 60·60·8
2 L 80·80·8
2 L 100·100·10
2 L 120·120·11
} 8 Versuchskörper



1. Gütezahlen oder Spannungswerte ϱ

$$Z = \varrho\, d\, (b + 2\, l)$$

$$\varrho = \frac{Z}{d\,(b + 2\, l)}.$$

2. Bruchspannungen im Stab.

$$\sigma_L = \frac{Z}{F_L}.$$

3. Differenz $\varrho - \sigma_L$ = i. M. 670 kg/cm² = rd. 700 kg/cm².

4. II. Vorschlag: Neue Formel für die Bruchlast geschweißter Doppelwinkel

$$\varrho = (\sigma_L - 700) \text{ in kg/cm}^2 \quad \ldots \quad (\text{I})$$

5. Beispiel:

$\sigma_L = 3700$ kg/cm², also $\varrho = 3700 - 700 = 3000$ kg/cm².

Für 2 L 100·100·10 ist $F_L = 38{,}4$ cm²,

$$Z = F_L\, \sigma_L = 38{,}4 \cdot 3700 = 142\,000 \text{ kg}$$

$$\varrho = \sigma_L - 700 = 3000 = \frac{Z}{d\,(b + 2\, l)}$$

$$d\,(b + 2\, l) = \frac{142\,000}{3000} = 47{,}3 \text{ cm erforderlich.}$$

Gewählt:

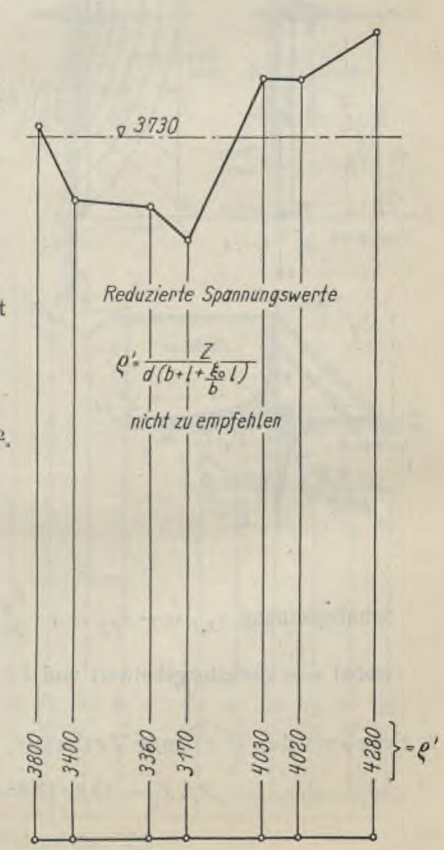
$d = 1{,}0$ $b = 10$ also $l = 18{,}5$,

also $d\,(b + 2\, l) = 1{,}0\,(10 + 37) = 47{,}0$ cm.

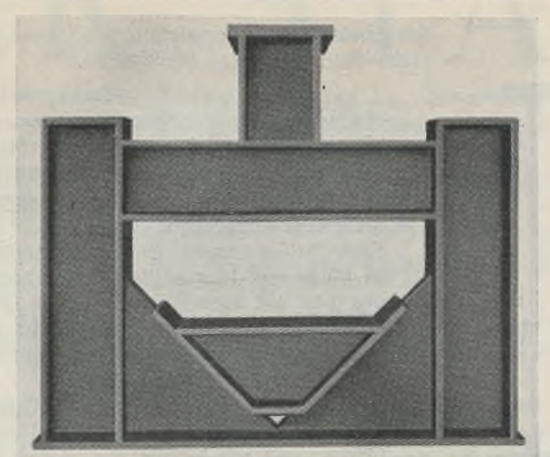
6. III. Vorschlag: Fünffache Sicherheit:

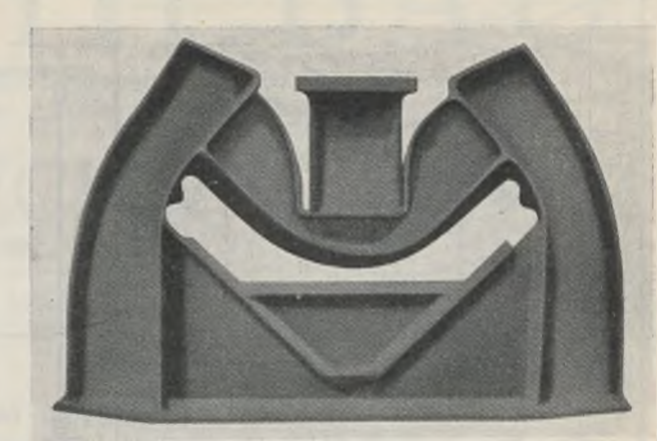
also hier

$$Z_{zul} = \frac{1}{5} Z = \frac{142\,000}{5} = 28\,400 \text{ kg}.$$

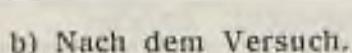


Die einzelne Auswertung der Dresdner Versuche ist dargestellt in den Tafeln 3 u. 4. Die erstere zeigt die Ergebnisse der Dehnungsmessungen am Knotenblech. Die Gütezahlen ϱ sind in der Tafel 4 enthalten. Es ergibt sich aus dieser Tafel, daß die erhaltenen Werte durchschnittlich 20 % über denjenigen Werten liegen, die nach der Neeseschen Formel zu erwarten sind. Man darf dabei nicht vergessen, daß bei derartigen Versuchsausführungen stets eine gute Schweißarbeit vorliegt. Aber selbst dann, wenn bei werkstattmäßiger Ausführung nur 80 % der sonstigen Güte der Schweißungen erreicht werden, würde sich durch die Anwendung der Berechnungsgrundlage kein Fehler ergeben. Voraussetzung für die Erzielung des Optimums an Festigkeit ist außer der sachgemäßen Ausbildung der Schweißer auch die Anwendung der richtigen Stromstärke. Die Abb. 4 zeigt den Einfluß der Stromstärken auf die Festigkeit der Schweißen. Bei dieser Abbildung handelt es sich ebenfalls um Kehlschweißungen, wie sie bis jetzt im Stahlbau am ehesten anwendbar sind.





a) Vor dem Versuch. Abb. 6. Geschweißtes Versuchsstück.



b) Nach dem Versuch.

Abb. 4.

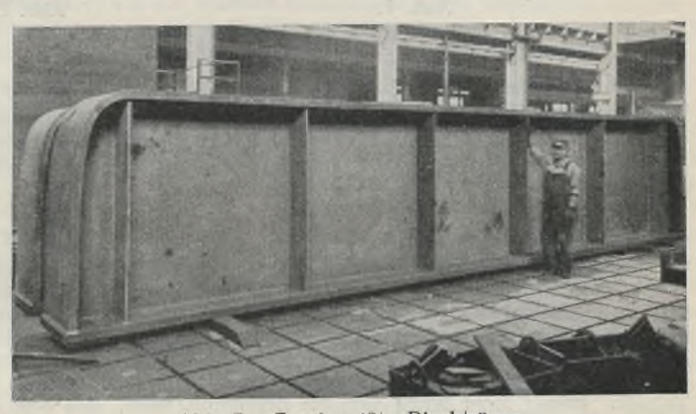


Abb. 7. Geschweißte Blechträger.

(Man beachte die für amerikanische Ausführungen bezeichnende, gerundete Herunterführung der oberen Gurtung.)

Weitere Untersuchungen von Gehler erstrecken sich auf die Spannungsverteilung bei symmetrischer Stirn- und Flankenschweißung von Flachstäben (Tafel 5 u. 6), die Nebenspannungen infolge Verbiegung geschweißter Doppelwinkel bei zentrischem Kraftangriff (Tafel 7) und auf die zu ziehenden Folgerungen aus den genannten Versuchen (Tafel 8).

Auch die Mitteldeutschen Stahlwerke Riesa haben einen geschweißten Versuchsträger zur Untersuchung bereitgestellt. Die Ergebnisse dieses Versuches zeigen sich in der Abb. 5. Es ist ein einwandiger Träger von 9 m Stützweite und 1 m Systemhöhe. Die Gurtquerschnitte bestehen aus ⊤-Profilen, die aus zwei Universalstäben zusammengeschweißt wurden. Auch bei diesem Träger sind keine Knotenbleche verwendet worden. Dieser Träger wurde mittels hydraulischer Presse belastet und entlastet. Die Nutzlast war 25,5 t. Der Bruch erfolgte bei der Erreichung der Streckgrenze im mittleren Untergurtstab. Die Feinmessungen wurden erstmalig mittels Spiegelapparaten durchgeführt. Auch hier ist ein einwandfreies Ergebnis hinsichtlich der Formänderung erzielt worden, auch hier ist ein Bruch der Schweißnähte nicht erfolgt.

Weitere Versuche mit fünf teils genieteten, teils geschweißten Trägern sind vor einigen Wochen beendet worden. Darüber wird noch besonders berichtet. Auch diese Versuche hatten ein befriedigendes Ergebnis, so daß der Anwendung der Schweißtechnik vom versuchstechnischen Standpunkt aus nichts mehr im Wege stehen dürfte.

Ausführungsbeispiele sind leider nur im Auslande vorhanden.[1]) Eine sehr große Zahl Bilder von Versuchen und Ausführungen war in der Halle Stahlbau zu sehen. Einige davon seien hier in Abb. 6 u. 7 gebracht in der Hoffnung, daß sie Anregung zu weiteren Arbeiten geben mögen.

[1]) Vgl. „Der Stahlbau“ 1928, Heft 2, S. 24; Heft 6, S. 70; Heft 17, S. 207.

Tafel zur Bemessung der Stegblechstärke durch Druck beanspruchter Querschnitte.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Georg Lewenton, Duisburg.

In der heutigen Praxis des Großbrückenbaues, in der vollwandige Konstruktionen eine bedeutende Rolle spielen, ist der entwerfende Ingenieur gezwungen, bei der Ausbildung durch Druck beanspruchter vollwandiger Querschnitte weit mehr sein Augenmerk auf die Mindeststärken der zu verwendenden Bleche und deren Aussteifung zu richten, als etwa in der Zeit der Vorherrschaft der Fachwerksysteme.

Allein schon durch die Steigerung der Stegblechhöhen von Druckquerschnitten tritt die Gefahr des Ausbeulens bei zu ungünstigen Verhältnissen der Blechstärke zur Blechbreite in den Vordergrund, die noch vermehrt wird durch die in den Konstruktionsteilen bei Ausbildung in hochwertigem Material herrschende bedeutend höhere Spannung.

Die theoretischen Grundlagen der Stabilitätsuntersuchung längsgedrückter, an den Rändern gehaltener Bleche sind durch die Arbeiten von Reißner, Rode, Timoschenko und Bleich geschaffen worden. In der folgenden Tafel soll, basierend auf der Ableitung Timoschenkos, lediglich ein Hilfsmittel geboten werden, um dem Konstrukteur überschläglich die notwendige Blechstärke oder den Abstand der Längssteifen unterteilter Querschnitte anzugeben.

Timoschenko entwickelt in seinem Aufsatz „Über die Stabilität versteifter Platten“ im „Eisenbau“, Jahrgang 1921, Seite 147, für die an allen 4 Rändern gelagerte, jedoch frei drehbare, rechteckige Platte von der Länge a, der Breite b und der Stärke δ, die parallel zur Kante a durch Längsdruckkräfte beansprucht ist, die kritische Knickspannung:

$$\sigma_k = k\,\sigma_e,$$

wo σ_e die Eulersche Knickspannung eines Streifens von 1 cm Breite, der Stärke δ und der Knicklänge b darstellt.

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E\,\delta^2}{12\,b^2} \cdot \frac{m^2}{m^2-1}.$$

Die Funktion $k = \left(n \cdot \frac{b}{a} + \frac{1}{n} \cdot \frac{a}{b}\right)^2$ ist von dem Seitenverhältnis $\frac{a}{b}$ abhängig und der Anzahl n der Halbwellen, die sich bei größer werdender Länge a ausbilden. Für Werte von $\frac{a}{b}$ von 0 bis 1 kommt k aus dem Unendlichen, um bei dem Seitenverhältnis $\frac{a}{b} = 1$ den Minimalwert 4 zu erreichen. Dann steigt der Wert k wieder an, jedoch wird an der Stelle $\frac{a}{b} = \sqrt{2}$ die Funktion k mit 2 Halbwellen maßgebend, die wieder Werte von 4,45 über 4,0 bis 4,18 annimmt. Dasselbe wiederholt sich beim Übergang auf 3 Halbwellen bei $\frac{a}{b} = \sqrt{6}$, bei 4 Halbwellen bei $\frac{a}{b} = \sqrt{12}$ usw. Die Funktion k nähert sich asymptotisch dem Werte 4.

Da nun kleinere Werte als $\frac{a}{b} = 1$ in der Praxis wegen zu enger Austeilung der Querschotte kaum vorkommen, scheint es angebracht, für die erste Dimensionierung den Wert $k = 4$ als konstant anzunehmen. Wird nun eine 2fache Sicherheit der Bleche gegen Ausbeulen gefordert, wobei allerdings die größte vorkommende Spannung mit Berücksichtigung der Stoßziffer zugrunde gelegt sein muß, weil sonst besonders mit Rücksicht auf die mit konstantem Elastizitätsmodul entwickelte Theorie die Sicherheit 2 als zu knapp erscheinen dürfte, so ergibt sich

$$\sigma = \frac{1}{2} \cdot 4{,}0\,\frac{\pi^2 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6}{12}\left(\frac{\delta}{b}\right)^2 \frac{m^2}{m^2-1}.$$

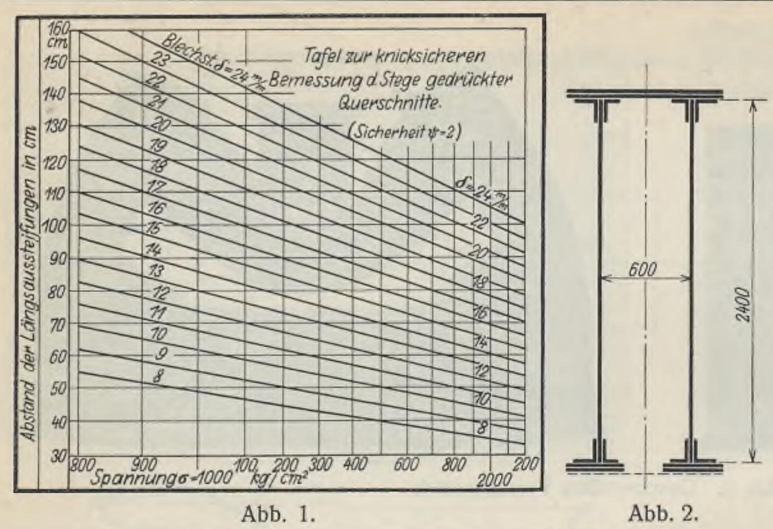


Abb. 1. Abb. 2.

Diese Gleichung wird mit $\frac{1}{m} = 0,3$ zu $\sigma = 3,8 \cdot 10^6 \left(\frac{\delta}{b}\right)^2$.

Diese Funktion ist in der Tafel (Abb. 1) dargestellt, wobei die erforderlichen Blechstärken infolge des verzerrten Abszissenmaßstabes σ als Geraden erscheinen, die sich im Koordinatenursprung $b = 0$ und $\sigma = \infty$ schneiden. Die Tafel gibt bei gegebener Spannung σ und gegebener Blechstärke δ den Abstand der Längssteifen b oder bei gegebener Spannung und Blechbreite die notwendige Blechstärke.

Beispiel.

Für nebenstehenden Querschnitt einer Bogenbrücke (Abb. 2) sei bei vorläufiger Annahme 12 mm starker Stege die obere maximale Randspannung zu $\sigma_o = 1800$ kg/cm², die untere zu $\sigma_u = 1700$ kg/cm² ermittelt worden. Da die Stege ohne Aussteifungen nicht knicksicher sind, sollen Längsschotten vorgesehen werden.

Nach der Tafel ergibt sich bei einer mittleren Spannung von 1750 kg/cm² für ein Blech von 12 mm Stärke ein Abstand der Längssteifen von 55 cm. Rechnet man von der Gesamthöhe des Querschnittes die Gurtwinkel ab, so erhält man eine auszusteifende Höhe von $240 - 2 \cdot 15 = 210$ cm. Es sind also 3 Längsschotte notwendig, um das Blech in Streifen von rund $^1/_4$ der Gesamthöhe zu unterteilen.

Sollen jedoch aus konstruktiven Gründen nur 2 Schotte angeordnet werden, so zeigt die Tafel, daß bei einem Abstand von 70 cm und $\sigma = 1750$ kg/cm² mindestens ein 15 mm starkes Blech als Steg gewählt werden muß. Bei nur einem Längsschott in halber Querschnitthöhe erhöht sich die Stegstärke auf 23 mm.

Wie das Beispiel zeigt, kann man sich mit Hilfe der Tafel verhältnismäßig rasch einen Überblick über die Bemessung gedrückter vollwandiger Querschnitte hinsichtlich der Stärke der Wandungen und deren Aussteifung verschaffen, während es der endgültigen statischen Berechnung vorbehalten bleiben muß, die gewählte Anordnung durch Anwendung der durch die Timoschenko'schen Formeln gelieferten genaueren Werte k zu überprüfen.

Verschiedenes.

Stahl im modernen Wohnungsbau. Ein Rückblick auf die Veranstaltungen der Leipziger Baumesse. Die diesjährige technische Frühjahrsmesse in Leipzig, die sich von ähnlichen früheren Veranstaltungen und Ausstellungen durch eine nachdrücklichere Berücksichtigung des Stahlbaues wirkungsvoll abhebt, hat insbesondere die Anwendung des Stahls im Wohnungsbau in weit höherem Maße als bisher gezeigt. Immer mehr bricht sich die Erkenntnis Bahn, daß eine Förderung und Verbilligung unserer Wohnbauten nur auf dem von der überlieferten Bauweise völlig abweichenden Wege einer Trennung der Konstruktion in tragende und raumabschließende Teile zu erreichen sind unter gleichzeitiger Entwicklung und Verbesserung der verwendeten Wand- und Füllbaustoffe, verbunden mit einer wohldurchdachten Organisation des Baubetriebes: eine Forderung, die vor allem im neuzeitlichen Stahlskelettbau zum Ausdruck kommt.

Dies trat auch deutlich anläßlich der bauwissenschaftlichen Vorträge hervor, die am 6. und 7. März im Rahmen der Leipziger Baumesse stattfanden und in denen hervorragende Fachleute vor allem auch den Stahlbau in den Bereich ihrer Erörterungen zogen; so hat Professor Siedler, Berlin, auf die außerordentlich vielseitigen Verwendungsmöglichkeiten des Stahls im Hochbau hingewiesen und die Annahme vertreten, daß wir erst am Anfange einer ungeheuren Umwälzung im Bauwesen stehen.

Ganz besonders eingehend beschäftigte sich aber Professor Dr.-Ing. ehr. Gropius, Berlin, in einem groß angelegten Sondervortrag mit den vielfachen Vorteilen in der Verwendung des Stahls im Wohnungsbau.[1]) Er sieht sie in einer Ersparnis an Masse, Gesamtgewicht und Raum und so hier mit verhältnismäßig geringen Mitteln die höchste Zweckmäßigkeit erreicht. Sie ist schon nach den heutigen Errungenschaften soweit gediehen, daß — übereinstimmend mit den amerikanischen Erfahrungen — auch für deutsche Verhältnisse festgestellt werden kann, daß schon für Wohngebäude von nur mäßiger Stockwerkzahl, wie sie zurzeit in unseren großen Städten üblich sind, der Massivbau in bezug auf Wirtschaftlichkeit und Ertragswert als eine zeitgemäße Bauweise kaum noch angesprochen werden kann. Der Stahlbau wird sich aber auch bei geringerer Stockwerkszahl und bei Flachbauten von ein bis zwei Geschossen noch günstig stellen können, falls — wie zu erwarten — die einschlägigen baupolizeilichen Bestimmungen den neuen Erkenntnissen entsprechend sinngemäß angepaßt werden.

Was die konstruktive Ausbildung anbelangt, kommt auch für den mehrgeschossigen Wohnungsbau fast lediglich das Stahlskelettgebäude in Frage. Von Wichtigkeit ist in der Zusammenfügung des Stahlgerippes für mehrgeschossige Bauten die richtige Durchbildung mit Rücksicht auf die Windkräfte. In dieser Hinsicht ist in dem bereits von baupolizeilicher Seite erkannten Anteil der ganzen Deckenkonstruktion bei der Aufnahme des Winddrucks ein wichtiger Fortschritt für die richtige Bemessung des Stahlskeletts zu verzeichnen. Eine rahmenartige Durchbildung für die gewöhnlich vorliegenden Verhältnisse erweist sich nicht immer als wirtschaftlich. Mehrfach ist in der letzten Zeit auch die Herstellung der Anschlüsse mittels elektrischer Lichtbogenschweißung versucht.[2]) Über die Aussichten vollständig durch Schweißung hergestellter Stahlgerippe, wie sie in Amerika bereits mehrfach ausgeführt wurden, ist noch die weitere Entwicklung abzuwarten. Eine der wichtigsten Aufgaben ist die Errechnung des wirtschaftlichsten Stützenabstandes, der für Raumausnutzung und -Einteilung von grundlegender Bedeutung ist. Nicht unerwähnt soll hier bleiben, daß neuerdings besondere Wohnbauprofile von den deutschen Stahlwerken gewalzt werden — I- und ⊏-Träger — deren auf die besonderen Erfordernisse des Wohnungsbaus zugeschnittenen Querschnitte erhebliche Ersparnisse für die Stützenausbildung ermöglichen. — Professor Gropius führte in seinem durch bemerkenswerte Lichtbilder erläuterten Vortrag auch die heute in Deutschland üblichen Bauarten von Stahlhäusern für Siedlungsbauten an. Auch hier haben die meisten Aussichten wohl die Bauarten, die sich auf die Verwendung des Stahls als reines Traggerippe beschränken.

Die verschiedenen Bauverfahren und baulichen Einzelheiten, die mit dem Stahlhochbau und Wohnungswesen zusammenhängen, fanden — ebenso wie in diesen Vorträgen — in den Räumen der Baumesse, insbesondere der Halle 19, eine eingehende Berücksichtigung. Vor allem seien hier die in der vom Deutschen Stahlbau-Verband zusammen mit dem Stahlwerks-Verband errichteten Halle „Stahlbau" gebrachten Filmvorführungen erwähnt, von welchen besonders ein dem Gebiet des Stahlfensterbaues gewidmeter in äußerst anschaulicher und lehrreicher Form dessen Vorzüge in der Durchbildung, Wirkungsweise, Hygiene und Instandhaltung gegenüber den üblichen Holzfenstern zeigte und seine Einbürgerung auch in Anbetracht der größeren Wirtschaftlichkeit erwarten läßt. — Ein wichtiges Bauelement für Decken wie Wände ist das Streckmetall, das nunmehr in Deutschland, ebenso wie in Amerika auch im Hochbau Eingang findet. Allerdings zurzeit noch nicht in gebührendem Maße, obschon nach den Vorführungen der Baumesse seine Verbreitung überaus wünschenswert erscheint.

Die vielen für den nichttragenden Teil des Bauwerks in Betracht kommenden Füllstoffe, die vor allem genügenden Schutz gegen äußere Einflüsse (Witterung, Schall usw.) bieten sollen, fanden gerade in der letzten Zeit eine eingehende Erforschung, da die bisher im Massivbau zum Raumabschluß wie zum Tragen verwendeten Baustoffe, wie der Vollziegel und der Kiesbeton, den hier zu stellenden Anforderungen nur unvollkommen entsprechen. — Die Untersuchungen dieser mindestens hierfür neuen Baustoffe wie Zellenbeton, Bimsbeton, Gasbeton, fertige Leichtbauplatten sowie eine Reihe reiner Isoliermittel sind für die volle Ausnutzung der Möglichkeiten des Stahlskelettbaues offenbar von großer Bedeutung.

Die Überlegenheit des Stahlbaues gegenüber anderen Bauweisen kommt allerdings erst im Großgeschoßbau — nicht nur bauwirtschaftlich, sondern auch bauhygienisch — voll zur Geltung. Und zwar in dem Maße, als die Stadtverwaltungen und Siedlungsbaugesellschaften den Forderungen der Wohnungsnot und des Verkehrs entsprechend, notgedrungen zum Bau von Wohngebäuden größerer Stockwerkszahl übergehen müssen. Auch hier wird für uns in mancher Beziehung Amerika anregend sein können, wo der Prozentsatz der Stahlbauten, verglichen mit der Zahl der gesamten Hochbauten, in den letzten acht Jahren von 15% auf 50% gestiegen ist. Um all diese von der Gegenwart durchaus geforderten und schon heute in unserem Bauschaffen schlummernden Voraussetzungen zu geben, ist allerdings die richtige Zusammenarbeit des Bauingenieurs mit dem Architekten und die Erfassung des Bauwerks und seiner stilgerechten und ästhetischen Durchbildung unmittelbar aus seiner Konstruktion und statischen Wirkungsweise heraus vonnöten. Der Stahlbau wird in hervorragendem Maße zur Mitarbeit an der Lösung dieser Aufgaben berufen sein und die kommende Entwicklung wird zeigen, ob es über den Weg der historischen Baustile, die der Baukunst des ganzen vorigen Jahrhunderts ihren Stempel aufgedrückt haben, gelingen wird, auch unseren Wohnbauten ein unserer Zeit entsprechendes Gepräge zu geben.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß das Bild der Leipziger Baumesse ebenso wie anderer kleinerer Veranstaltungen der jüngsten Zeit eine Einstellung und Richtung des neuzeitlichen Bauwesens zeigen, die noch vor wenigen Jahren in Baukreisen nicht erwartet wurde. Der bedeutende Anteil des Stahls bei der Gesundung unserer Wohnwirtschaft ist nicht mehr auszuschalten. Die diesjährige Frühjahrsmesse war ein Beweis dafür.

[1]) Vergl. „Der Stahlbau" 1929, Heft 7, S. 84. — [2]) Vergl. u. a. Faltus: Ein neues Stahlhochhaus in Prag. „Der Stahlbau" 1929, Heft 3.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang | BERLIN, 26. Juli 1929 | Heft 15

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuen Funktürme von Norddeich.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. **Friedrich Herbst**, Berlin.

An der sturmreichen Nordseeküste — bei Norddeich im Kreis Norden — sind für die der Reichspostverwaltung gehörende Funkstelle, die den Nachrichtendienst mit allen Deutschland verlassenden und aufsuchenden Seeschiffen im Weltverkehr vermittelt, am Ende des Jahres 1928 drei neue Funktürme dem Betrieb übergeben worden.

Sie dürfen das Interesse der Fachkreise beanspruchen und sollen daher im folgenden kurz beschrieben werden:

Die Funkstelle Norddeich wurde im Jahre 1904 von der Postverwaltung eingerichtet. Vier ältere Türme der Station aus diesem Jahre, die noch heute bestehen, sind als abgespannte Stahlmaste mit Dreieck-Querschnitt 65 m hoch erbaut und oben nachträglich mit einem 20 m langen Holzmast versehen worden. Da der Funkdienst jedoch eine Erweiterung der Station erforderte, nahm die Bauherrin, die das Senderegal im Innen- und Außendienst für ganz Deutschland besitzende Reichspostverwaltung, im Jahre 1927 den Neubau einer Gruppe von drei gleichartig gestalteten Stahltürmen unmittelbar hinter dem großen Seedeich in Aussicht. Diese sollten auf den Ecken eines Dreiecks mit 270 m größter Seitenlänge in selbständigem Aufbau über eigenem Fundament 120 m hoch errichtet werden. Bei der Gesamtanordnung war mitentscheidend, daß sie zur Einschränkung des beanspruchten Raumes nicht als Masten mit der viel mehr Platz beanspruchenden Abspannung, sondern — auf gedrängtem Grund — neben den vier alten als freistehende Türme zu erbauen waren.

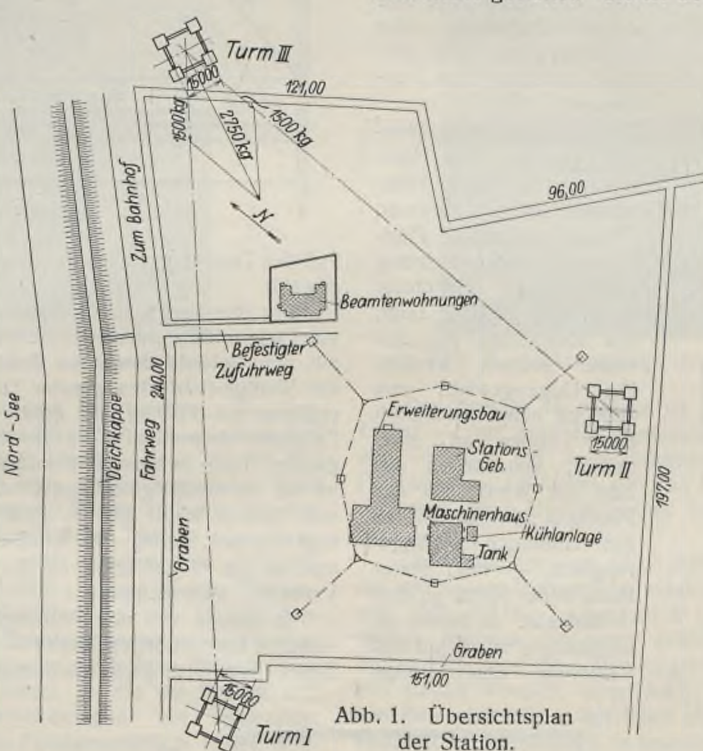


Abb. 1. Übersichtsplan der Station.

Die nach eingehenden Verhandlungen und Vorarbeiten endgültig gewählte Gruppenanordnung der neuen Türme, ferner die Einrichtung der Funkstelle mit ihren Gebäuden, dem Deich nebst anliegender Straße zeigt die Lageplanskizze in Abb. 1.

Mit Rücksicht auf die Freiheit der Sturmbewegung am offenen Meere schien es den zuständigen Behörden von vornherein geboten, bei dem standsicheren Bau der drei neuen Türme mit besonderer Vorsicht vorzugehen.

Die Ausführung der drei Türme einschließlich der Gründung sowie der Lieferung aller Baustoffe wurde zufolge einer Ausschreibung unter den führenden Stahlbaufirmen der Hein, Lehmann & Co. A.-G., Berlin und Düsseldorf auf Grund ihres Entwurfs und Kostenangebots sowie mit Rücksicht auf ihre große Erfahrung auf diesem Gebiete im Jahre 1928 vom Reichspost-Zentralamt übertragen.

Beim Bau der weithin sichtbaren und ungeschützt an der offenen See stehenden Türme waren die Rücksichten auf die Vollwertigkeit des Funkdienstes, die Selbständigkeit des Aufbaus, die Sicherheit der Gründung in dem neben dem hohen Deich vom Seewasser durchsetzten Untergrund, ferner die standsichere und möglichst rostfreie Ausführung, im übrigen die wirtschaftliche und ansprechende Gestaltung mit Viereck-Querschnitt und leicht gegliedertem Fachwerk maßgebend.

Als Baustoff für die Türme wurde auf Verlangen der Auftraggeberin gekupferter Siemens-Martin-Stahl gewählt, der 44 kg/mm² Bruchfestigkeit, 20% Dehnung und einen Kupferzusatz von 0,3% aufweist, sich im übrigen — wie die späteren Erfahrungen in den Werkstätten zeigten — ebensogut wie der Stahl St 37 bearbeiten, bohren und nieten läßt. Er gestattet für den Standsicherheitsnachweis eine zulässige Beanspruchung von 1600 kg/cm².

Man hat diese Stahlart bevorzugt, weil sie dem Rostangriff besser als jede andere widersteht und verhältnismäßig leichte Abmessungen des Stabwerkes gestattet. Sie ist bei der Funkstelle in Norddeich in Deutschland zum ersten Male für Bauwerke verwendet, so daß die Türme in dieser Hinsicht als bemerkenswert und neuartig angesprochen werden können: Die Einschränkung der Unterhaltungs- und Überwachungslast bei so hohen, feingegliederten, Wind und Wetter ständig ausgesetzten Türmen ist natürlich ein bedeutender Vorteil für Wirtschaftlichkeit und Betrieb einer Funkstelle.

Für den Funkdienst sollten die von den drei Türmen getragenen Antennen durch eine Gegengewichts- und Windeeinrichtung im Spannungsausgleich gehalten werden können, und zwar war für das Gegengewicht 3000 kg, für den größten Spitzenzug — 120 m über Gelände — als Resultierende der einen Turm beanspruchenden zwei Antennenzüge 2750 kg je Turm in Aussicht genommen. Die Stahltürme waren gegen das Erdreich durch die Einschaltung von Porzellankörpern am Fuß isoliert, im übrigen durch eine Leiter bis zur Plattform mit der Winde und bis zur Spitze zugänglich gemacht. Gemäß den Vorschriften war als Winddruckbelastung eine Steigerung des Druckes geradlinig von 150 kg/m² am Fuß bis 300 kg/m² an der Spitze bei 300 m Höhe, ferner eine zweifache Kippsicherheit am Fundament nach den sonst üblichen Vorschriften zugrunde zu legen.

Gerade betreffs der Standsicherheit gegen Windbelastung schien besondere Vorsicht geboten, weil die Wirkung des Winddrucks — vor allem der in kurzen Abständen folgenden Windstöße — auf so hohe Bauwerke noch nicht genügend erforscht ist und ein Zusammenfallen der Schwingungsdauer des bewegten Turmes und der Windstöße, also Resonanz, zum Gefahrenmoment werden kann. Es mußte deshalb und mit Rücksicht auf die ungeschützte Lage am freien Meer im Interesse unbedingter Standsicherheit eine möglichst hohe Windbelastung, anderseits eine weitmaschig gegliederte Stabwerkanordnung vorgesehen werden, die dem Winde wenig Druckfläche bietet. Es kam daher auf statisch klare und einfache, sowie steife Ausbildung des Turmes an, um eine möglichst geringe Schwingungsdauer zu erzielen.

Die nach diesen Gesichtspunkten und auf Grund ihrer eigenen Erfahrungen von der Hein, Lehmann & Co. A.-G. für die drei gleichartig zu gestaltenden Türme aufgestellten Entwürfe sind in Abb. 2 bis 5 dargestellt.

Die Grundrißform der 120 m hoch zu wählenden und für einen größten Spitzenzug von 2750 kg zu berechnenden Konstruktion ist viereckig gestaltet und hat am Fuß über dem Fundament 15 m, am Kopf 1,25 m Seitenlänge. Die vier in einem Zuge durchgehenden hervortretenden Eckpfosten begrenzen in flüssiger Linie das schlank entwickelte Umriß-

bild der Türme: Sie sind im unteren — 30 m hohen Teil — pyramidenartig und gespreizt gestaltet, um die Standsicherheit gegenüber dem großen Windmoment zu erhöhen, und stehen mit vier Füßen auf den festen Einzelfundamenten, die — im Viereck gruppiert — 15 m voneinander entfernt sind. Das Raumfachwerk bilden die vier weitmaschig gegliederten Fachwerkwände, in verschiedene Schüsse aufgeteilt, die als statisch bestimmtes Netzsystem — s. Abb. 2 — für den ungünstigsten Belastungsfall zu berechnen und zu bemessen sind. Diese Viereckgestaltung gestattet eine klare Berechnung und Konstruktion, eine bestimmte und sichere Aufnahme aller Kraftwirkungen und ihre klare Ableitung zum Fundament.

Über dem Pyramidenteil, der in 22 m Höhe 8 m und in 30 m Höhe 6,5 m Breite aufweist, ist auf besonderer Plattform die Windeeinrichtung untergebracht. Mit dieser kann, wie Abb. 2 zeigt, das Anspannen der Antenne bedient werden. Ein Gegengewicht von 3000 kg hängt im Innern des Turmes an zwei Seilen, von denen das eine zur Winde auf der Plattform führt, das andere das Antennen-Verlängerungsseil — über fester Rolle in der Spitze geführt — darstellt. In diesem ist unabhängig von Wind und Vereisung eine stetige Spannung von 3000 : 2 = 1500 kg vorhanden. — In dem Turmkörper sind in verschiedenen Höhen noch Wagerecht-Versteifungen eingelegt. Zur statischen Wirkung sind in dem System nur die Eckpfosten, die wagerechten Pfosten und die Hauptstreben der einzelnen Schüsse herangezogen; zwischen ihnen spannt sich ein kleineres System von Stäben, das zur Aussteifung der Haupttragglieder dient.

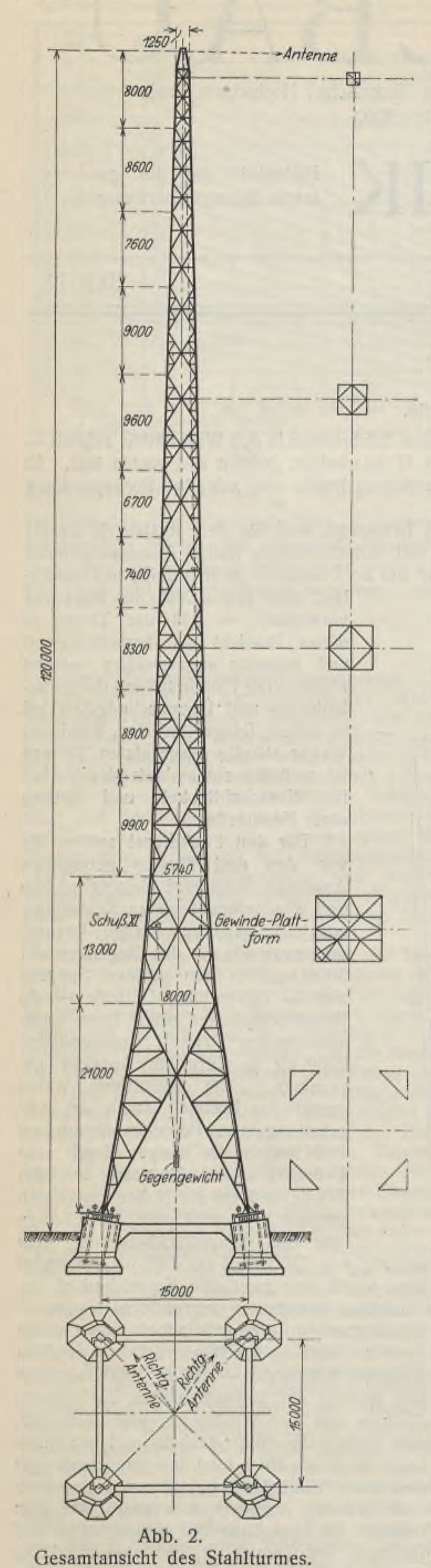


Abb. 2.
Gesamtansicht des Stahlturmes.

Die Konstruktion des 12 Schüsse enthaltenden Turmfachwerks ist in Abb. 2 u. 3 grundsätzlich veranschaulicht, welche das Stabwerk im Schuß XI (vergl. Abb. 2) mit Bemessung der einzelnen Stäbe darstellt. Besonders kräftig und steif mußten die 24 m langen Innenstreben über dem Fuß des Turmes gestaltet werden; zwei verstrebte ∠ 150 · 100 · 12 wurden gewählt.

Abb. 3. Fundamentblock eines Turmfußes.

Für den Nachweis der Standsicherheit des stählernen Turmes, dessen vier Füße mittels einer besonderen Auflager- und Verankerungskonstruktion mit den Betonfundamenten druck- und zugfest verbunden sind, waren das Stahlgewicht des ganzen Turmes mit 64 t, die Gegengewichts-Einrichtung mit 3000 kg, der größte Spitzenzug mit 2750 kg — 120 m über Fußpunkt angreifend — schließlich und ausschlaggebend der auf den ganzen Turm wirkende Winddruck maßgebend. Für seine Bemessung ist als senkrecht getroffene Fläche in der wirklichen Größe die vordere und hintere Wand mit je 100 % statt wie sonst üblich 100 und 50 % angenommen, ferner als Windbelastung eine Verteilung von 150 kg/m² am Fuß bis zu 250 kg/m² an der Spitze (in 120 m Höhe), im geradlinigen Verhältnis sich steigernd.

In diesen von der Prüfungsinstanz — Staatliche Prüfungsstelle für statische Berechnungen, Berlin — gebilligten Annahmen der ausführenden Firma liegt eine große Sicherheit: Nach der im April 1928 getroffenen Vereinbarung der zuständigen Behörden, die mit Werten von 150 kg/m² bis 300 kg/m² bei 300 m Höhe, im übrigen wie üblich mit 100 bezw. 50 % für die getroffene Fläche der vorderen bezw. hinteren Wand rechnen, brauchte in 120 m Höhe nur ein Winddruck von 210 kg/m² angenommen zu werden. Da schon ein Winddruck von rd. 150 kg/m² — bei Annahme einer Formel von $n = 0{,}1\, v^2$ kg/m² — eine Windgeschwindigkeit von 40 m/Sek, also eine ungewöhnliche Luftbewegung, die nur bei orkanartigen Stürmen — Windstärke 12 — auftreten kann, voraussetzt, ist die Annahme von 150 bis 250 kg/m² also schon sehr hoch. Besonders gefährlich sind die Windstöße von kurzer Dauer und großer Heftigkeit,

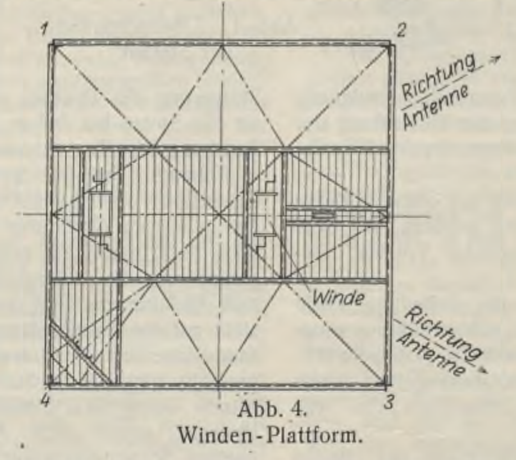


Abb. 4.
Winden-Plattform.

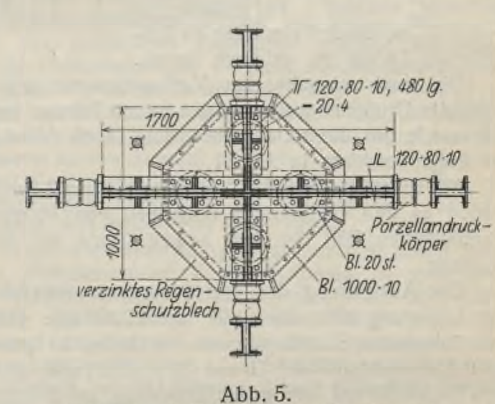


Abb. 5.
Aufsicht auf Turmfuß am Fundament.

die man mit den gegenwärtig bestehenden Meßinstrumenten noch nicht vollständig erfassen kann. Das Gesamtmoment aus Wind- und Antennenbelastung, das sich besonders am Fuße äußert, stellt sich auf rd. 2356 tm.

Aus den senkrecht und wagerecht wirkenden Belastungen sind nach vorsichtiger Ermittlung dann aus den auftretenden Querkräften und Momenten bei Annahme einer höchsten zulässigen Beanspruchung von 1600 kg/cm² die Spannungen in Streben und Pfosten usw. nach den üblichen Berechnungsverfahren hergeleitet und dementsprechend die einzelnen Stäbe bemessen.

Die Verbindung der Turmfüße mit den Fundamenten einschließlich der Porzellankörper-Isolierung mußte so erfolgen, daß die Zug- und Druckkräfte aus senkrechten und wagerechten Belastungen in ungünstigstem Zustande von Stahlkörper und Porzellan-Isolierung einwandfrei aufgenommen und übertragen werden können.

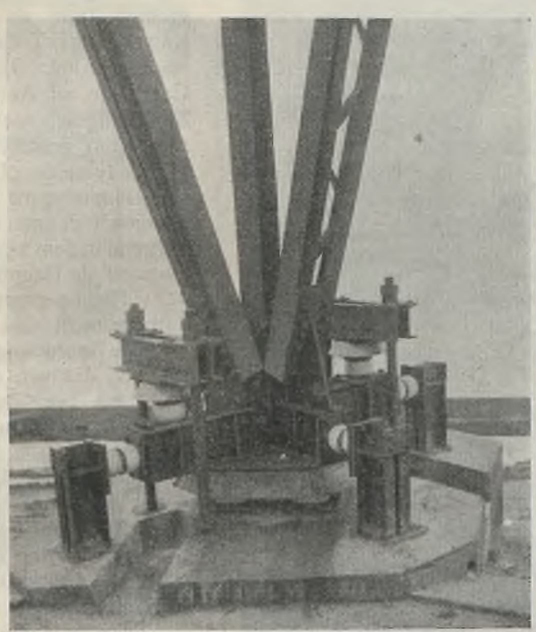


Abb. 6. Verbindung von Turmfuß mit Fundament.

Die wagerechten Lasten sollen besondere Backenträger, die Zugkräfte besondere Verankerungen aufnehmen. Es äußert sich an einem Fuß im Höchstfalle ein Normaldruck von 96 t und ein Normalzug von rd. 61 t in den vier Ankern von 5,5 cm ⌀, ferner eine größte wagerechte Kraft von 10,4 t je Fuß. Die bauliche Ausbildung der Verbindung von Turmfuß und Fundament ist aus den Abb. 4 u. 5 ersichtlich. Das die vier Turmfüße aufnehmende Fundament wird von einer Gruppe von vier selbständigen, ganz gleichartig ausgebildeten, durch Eisenbetonbalken verbundenen, 15 m voneinander entfernten Betonklötzen gebildet, in die die Backen und Verankerungen tief eingreifen. Die Fundamentklötze haben achteckige Form mit einer Größtabmessung von 5,50 m und sind im oberen Teil nach der Strebenneigung eingerichtet. Sie treten oben gegen die etwa 1,0 m über Gelände liegende benachbarte Straße 0,5 m heraus, tauchen 3 m unter das anstehende Grundwasser und 4 m unter die Straße in den festen Sanduntergrund ein.

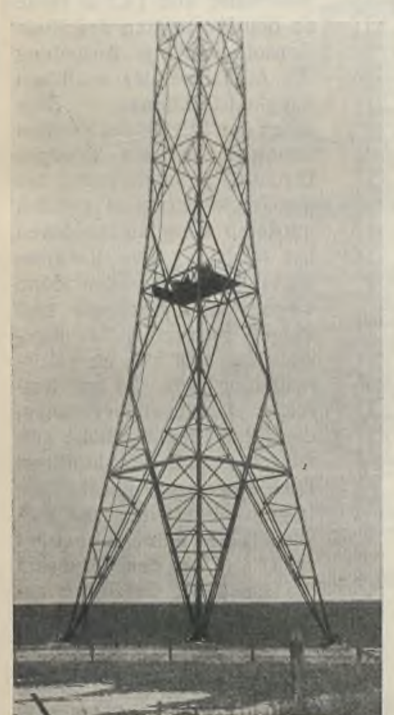


Abb. 7. Unterteil des Stahlturmes.

Die Klötze sind aus Zementkiesbeton mit Splittzuschlag und Süßwasser zwischen Holzspundwänden über einer Rollschicht auf guter ebener Unterlage hergestellt und zum Schutz gegen zerstörende Einflüsse chemischer Art aus dem Brackwasser der Nordsee mit einer Isolierschicht allseitig umgeben.

Die vier Klötze sind durch einen Rahmen aus wagerecht, sich selbst tragenden Eisenbetonbalken von 1,25 × 0,64 m Querschnitt steif verbunden, um die Unveränderlichkeit der Turmfüße stärker zu sichern und sie auf eine einheitliche Stützfläche stellen zu können.

Um ein kräftiges Gefüge und gute Verbundwirkung in den einzelnen Körpern zu schaffen, ist eine Bewehrung eingebracht, die auch die genannten Backen und Verankerungen mitumfaßt und mit dem umgebenden Beton zu einem einheitlichen Unterbau verbindet.

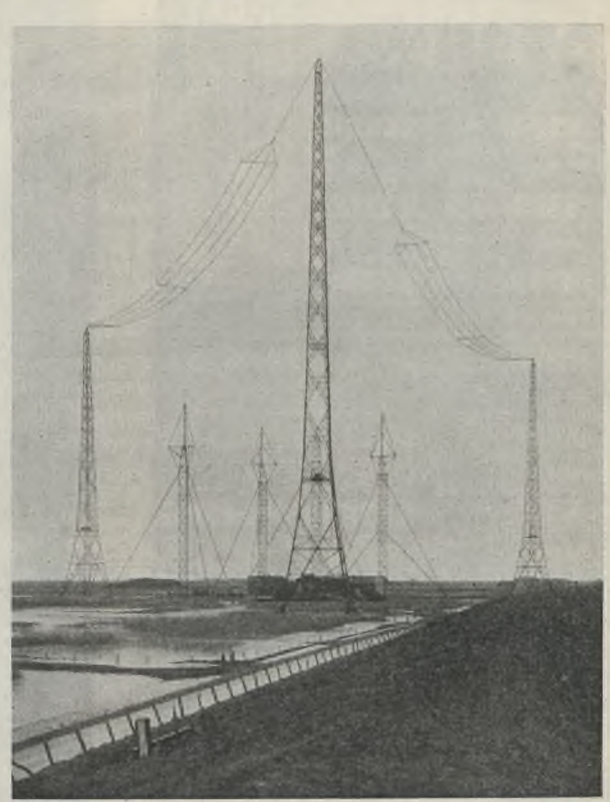


Abb. 8. Gesamtanlage der drei Funktürme von Norddeich.

Der einzelne Betonklotz ist — unter Annahme eines Auftriebs von 1 t/m³ — für eine Horizontalkraft von rd. 21 t und eine Normalkraft von ~ 310 t auf Sohle bemessen. Er überträgt im Höchstfall eine Pressung von 1,8 kg/m² auf den Untergrund. Bei dem Standsicherheitsnachweis gegen Umkippen des Turmes ist mit zweifacher Kippsicherheit gerechnet.

Die sämtlichen drei 120 m hohen Funktürme wurden nach Vollendung der von einem Tiefbauunternehmen aus Norddeich hergestellten Gründung von der Hein, Lehmann & Co. A.-G. trotz der ungünstigen, von starken Stürmen bewegten Jahreszeit im Oktober und November des Jahres 1928 von zwei Baukolonnen in der verhältnismäßig kurzen Zeit von sieben Wochen, ohne feste Rüstung aufgestellt, am 23. Dezember von den zuständigen Behörden abgenommen und im Anfang des Jahres 1929 für den Funkdienst in Betrieb gesetzt. Ein Unfall hat sich trotz der schwierigen Aufstellung nicht ereignet.

Die Aufnahmen (Abb. 6 bis 8) zeigen die vollendeten Türme, und zwar (Abb. 6) die Verbindung von Turmfuß mit Fundament nebst Isolierung, Abb. 7 den weitmaschig gegliederten Unterteil der Türme mit der Winden-Plattform in Schuß XII bis IX und Abb. 8 die Gesamtanlagen der drei neuen Türme gemeinsam mit den vier alten Türmen der Funkstelle.

Aufstellung des Entwurfs und die Leitung des Baues lagen in den Händen von Direktor Bräckerbohm und Oberingenieur Behrend der Hein, Lehmann & Co. A.-G., Berlin. Die Prüfung der Anlage in statisch-konstruktiver Hinsicht wurde von der Staatlichen Prüfungsstelle für statische Berechnungen in Berlin vorgenommen.

Die Türme haben bei den großen Stürmen im November 1928, wo sich Windgeschwindigkeiten von Stärke 12 zeitweise gezeigt haben sollen, ihre erste Probe gut bestanden, obwohl damals die Verbindung der Füße mit dem Fundament noch nicht vollständig war. Nach den Angaben der Bauleitung hat sich gezeigt, daß die Türme unter den heftigen Sturmstößen nicht langsam hin- und herschwankten, sondern nur gezittert haben; offenbar ist dabei nicht die so gefährliche Resonanz der Schwingung von Turm und Windstoß eingetreten. Dieses Verhalten kann als ein Beweis für die Standsicherheit der Türme gedeutet werden und man kann die Erwartung aussprechen, daß die drei neuen Türme, dank ihrer sicheren und gewandten Stahlkonstruktion, den von der Verwaltung an sie gestellten Anforderungen voll entsprechen werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Das neue Geschäftshaus der „DEBEWA" in Mannheim.

Von Oberingenieur **R. Moosbrucker**, Offenbach a. M.

Der Geschäftshausneubau „DEBEWA"-„Filmpalast" in Mannheim N 7/3, Ecke Kunst- und Hövelstraße, der zurzeit nach dem Entwurf des Herrn Regierungsbaumeisters Fritz Nathan, Architekt B. D. A., Frankfurt a. M., fertiggestellt wird, hat als Tragkonstruktion ein beachtenswertes Stahlskelett, das in folgendem kurz besprochen werden soll.

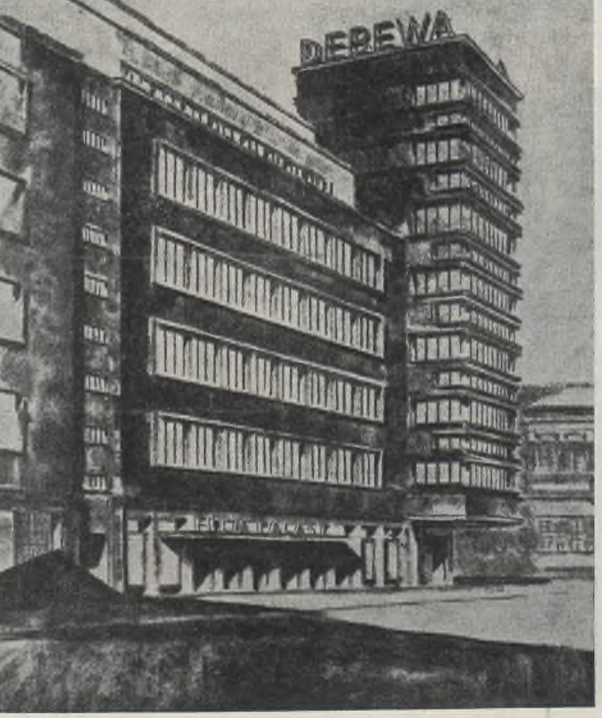


Abb. 2. Ansicht vom Marktplatz aus.

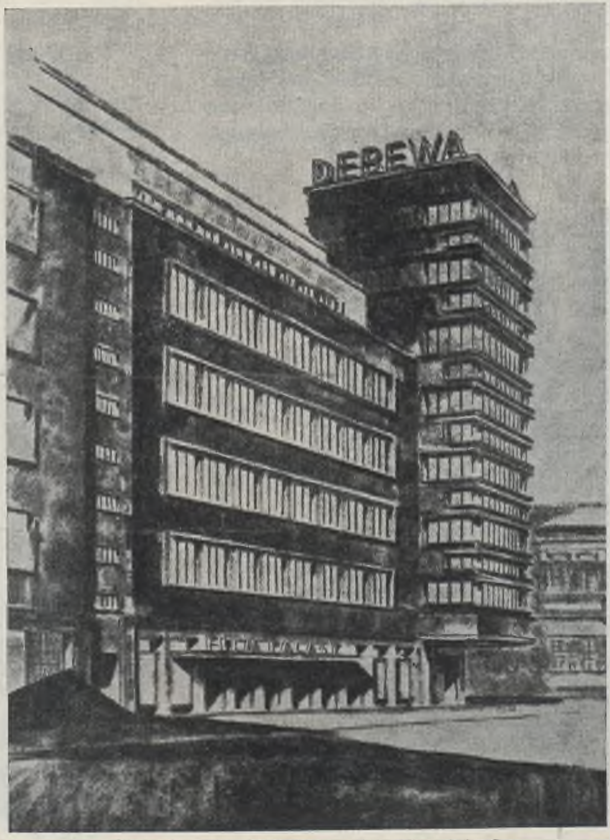


Abb. 1. Ansicht längs der Kunststraße.

Das Gebäude, dessen Gesamtansicht aus den Perspektiven (Abb. 1 u. 2) zu ersehen ist, besteht aus zwei Frontflügeln und einem Hofflügel, mit den im Grundriß (Abb. 3) eingetragenen Maßen. Einschließlich Keller hat jeder Flügel acht Geschosse, wobei der im Hofflügel liegende Kinoraum über die Höhe von drei Geschossen reicht und in den Frontflügeln über dem Erdgeschoß ein Zwischengeschoß eingeschaltet ist. In der Kunststraße liegt die Bauflucht rd. 4,5 m hinter der Flucht der alten Häuser, während an der Ecke über dem Erdgeschoß auf eine Länge von 8 m die alte Fluchtlinie wieder beibehalten werden durfte. Der turmartig um zwei weitere Geschosse über den Hauptbaukörper hochgeführte Eckbau zeigt dort über dem Erdgeschoß eine freie Auskragung von 4,5 m (Abb. 1 u. 2). Von dem Erdgeschoß gehört der größte Teil als Eingang, Kassenraum, Toiletten usw. zu dem Kino. Die übrigen Geschosse, mit Ausnahme des Zwischengeschosses, das ganz zum Kino gehört, sind Geschäftsräume der „DEBEWA". Der Haupteingang zu diesen Räumen liegt unter dem Turm, während in dem auskragenden Turmteil die Haupttreppe und der Hauptpersonenfahrstuhl untergebracht sind.

Die Anordnung des Stahlskeletts, das von der Kellersohle bis zum Dachgeschoß geht und in Flußstahl St 37 ausgeführt wurde, ist in der Hauptsache aus den Grundrissen (Abb. 3) und den Schnitten (Abb. 4 u. 5) zu ersehen. Von der Wiedergabe weiterer Grundrisse wurde Abstand genommen.

Bei dem Hofflügel besteht die Konstruktion oberhalb des Kellers fast ausschließlich aus Rahmen, die die Decken- und Wandträger aufnehmen, während im Kellergeschoß Stützen- und Trägerkonstruktionen zur Ausführung kamen, bei deren Unterzügen zur Erzielung möglichst geringer Bauhöhe die Stützweiten mittels Zwischenstützen klein gehalten wurden. Die Rahmen des Kinoraumes besitzen bei 20 m Stützweite und 14,1 m Höhe an den Innenseiten der Stiele Konsole von 4 m Ausladung zur Aufnahme der seitlichen Rangkonstruktionen. Zwischen den Stielen des zweiten Rahmens ist ein kräftiger Blechträger angeordnet, der die Tragkonstruktion für den mittleren Rang aufzunehmen hat (Abb. 3). Die Rahmenstiele sind der großen Höhe wegen durch Verbände und Riegel gegeneinander abgesteift, so daß hier eine Ausmauerung von 38 cm ausreicht. Die Riegel der Rahmen, die 1,2 m Stegblechhöhe aufweisen, sind mit kräftigen Eckblechen nach den Deckenträgern abgesteift. Das Gewicht eines Rahmens beträgt rd. 27 t. Über dem Kino sind die einzelnen Geschosse zurückspringend abgesetzt, wodurch die Rahmenriegel neben den Deckenlasten auch ansehnliche Einzellasten aufzunehmen haben. Abb. 6 zeigt den Aufbau des Hofflügels mit den oberen Teilen der

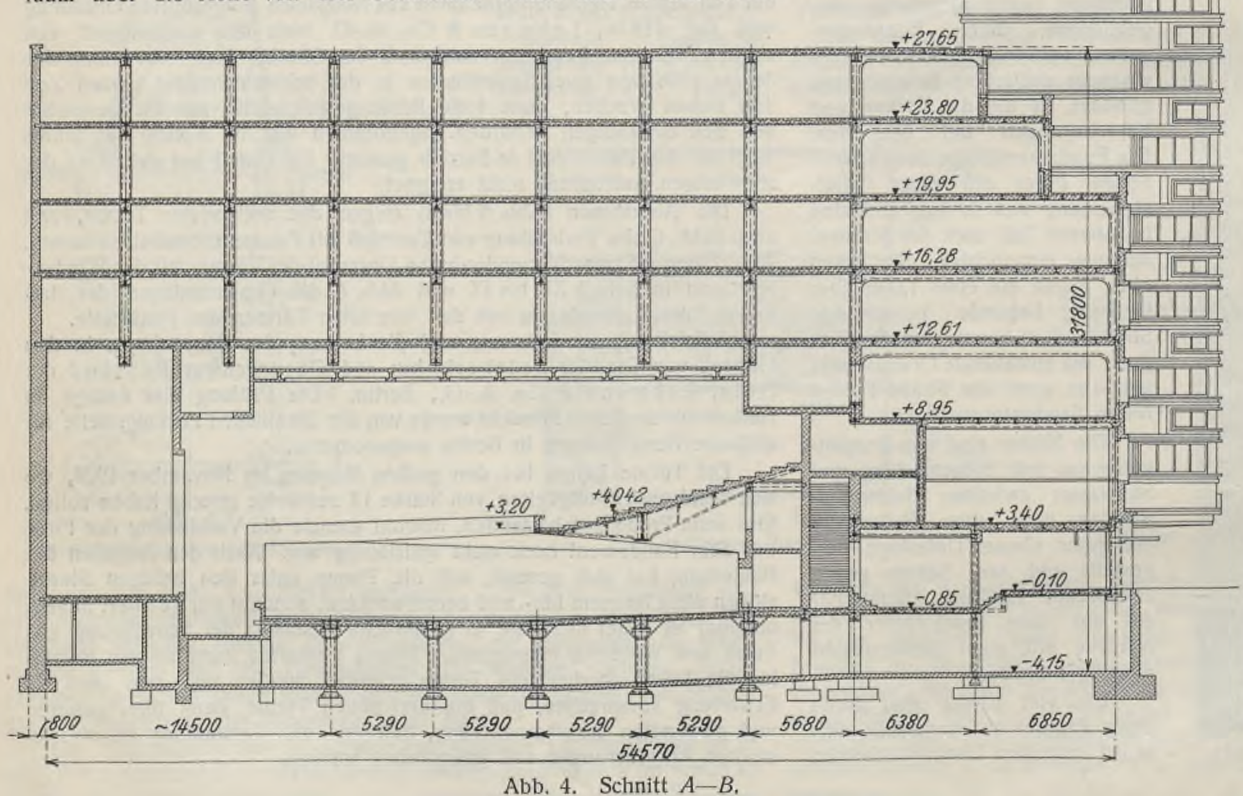


Abb. 4. Schnitt *A—B*.

schweren Rahmen über dem Kinoraum, während Abb. 7, eine Aufnahme vom Nachbarhof aus, die Seitenansicht mit den Verbänden wiedergibt, wobei zu bemerken ist, daß die oberen Verbände nur zur Aussteifung während der Aufstellung dienen. Am zweiten Rahmen ist hier auch der Blechträger zur Aufnahme des mittleren Rangs erkennbar.

Für die normalen Teile der Frontflügel wurden im Keller-, Erd- und I. Obergeschoß bezw. Zwischengeschoß in der Hauptsache Stützen- und Trägerkonstruktionen gewählt, während die nächsten fünf Geschosse, wie aus Abb. 8 zu ersehen ist, wieder Rahmen mit Decken- und Wandträgern aufweisen. Der Eckturm besteht aus Stützen und Trägern, wobei die

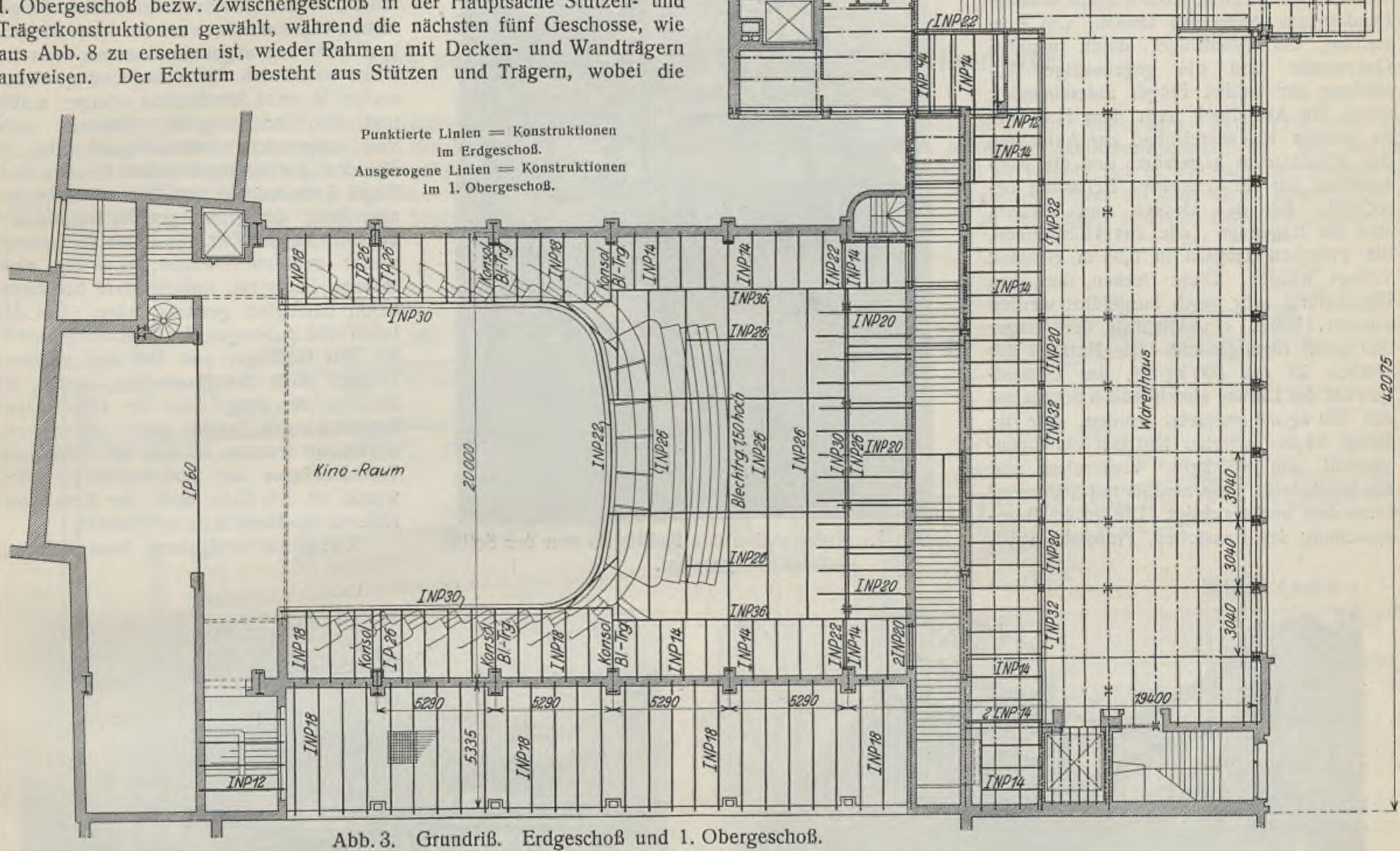


Abb. 3. Grundriß. Erdgeschoß und 1. Obergeschoß.

Abfangung des um 4,5 m auskragenden Turmteils durch die verlängerten Deckenunterzüge stockwerkweise erfolgt. Diese auskragenden Unterzüge bestehen aus genieteten Querschnitten mit Stegblechen, Gurtwinkeln und Gurtplatten. Deren Kragenden mußten zwecks Unterbringung in den

Abb. 5. Querschnitt durch den Hofflügel.

Mauerflächen nach unten abgebogen werden. Aus Abb. 9 ist die Turmkonstruktion ersichtlich. In diesem Bild, das auch die Front an der Kunststraße wiedergibt, fehlen noch drei Turmgeschosse, die gleichartig sich nach oben anschließen.

Die Rahmen haben mit Ausnahme der Dachrahmen, deren Querschnitte aus zwei ⊔-Profilen bestehen, einwandige genietete Querschnitte in I-Form aus Stegblechen und Winkeln. Als Stützenquerschnitte sind je nach der Belastung mehrteilige Querschnitte oder einfache I-Formen aus Breitflanschträgern und auch aus Stegblechen mit Winkeln zur Verwendung gekommen. Zwischen Fundament und Stützenfußplatte sind zwecks Schalldämpfung 10 mm starke Antivibritplatten eingelegt worden. Die Aufnahmen Abb. 6 bis 11

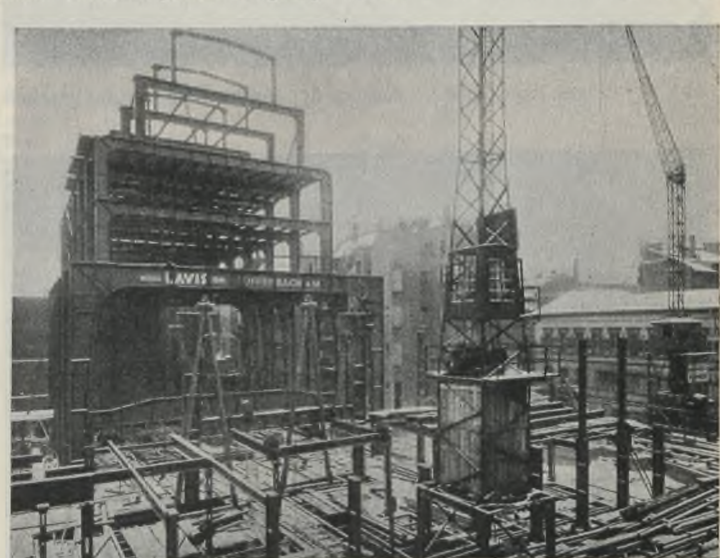


Abb. 6. Konstruktion des Hofflügels nahezu fertig aufgestellt. Die Frontflügel im Anfang der Aufstellung.

mögen, so gut es kurz möglich ist, ein Bild des gesamten Stahlskeletts geben; die Abb. 10 u. 11 zeigen interessante Einzelheiten der Konstruktion.

In statischer Hinsicht sind die Rahmen übereinandergestellte Zweigelenkrahmen, wobei die Riegel der unteren Rahmen die auftretenden

Horizontalschübe der darüber befindlichen aufzunehmen haben. Bei dem Hofflügel sind auch die durch den Winddruck auftretenden wagerechten Belastungen berücksichtigt und durch die Rahmen soweit als angängig in geeigneter Weise in die Kellerwände geleitet, wodurch sich schwere Fundamente vermeiden lassen. Die Aussteifung der Frontflügel durch massive Querwände und die gegenseitige Absteifung der beiden Flügel untereinander, sowie die Absteifung nach dem Hofflügel zu wurden als ausreichend zur Aufnahme des Winddruckes angesehen und die Konstruktion nur für senkrechte Belastung berechnet. Bei den Decken und Dächern sind die tragenden Teile aus Hohlsteinen, die zwischen Trägern in 0,95 m Abstand verlegt wurden. Diese Decken, die ohne Einschalung sehr rasch ausgeführt werden können, haben einschließlich der Träger 350 kg/m² Eigengewicht. Die Nutzlast der Decken ist mit 500 kg/m², das Gesamtgewicht der Dächer einschließlich Schneelast mit 350 kg/m² angesetzt worden. Für die Ränge ist bei gleicher Nutzlast ein Eigengewicht von 400 kg/m² vorgesehen und die Rabitzdecke im Kinoraum mit 100 kg/m² besonders berücksichtigt. Die größte Beanspruchung des Baustoffes, Flußstahl St 37, beträgt 1200 kg/cm², bezw. mit Berücksichtigung des Winddruckes 1400 kg/cm².

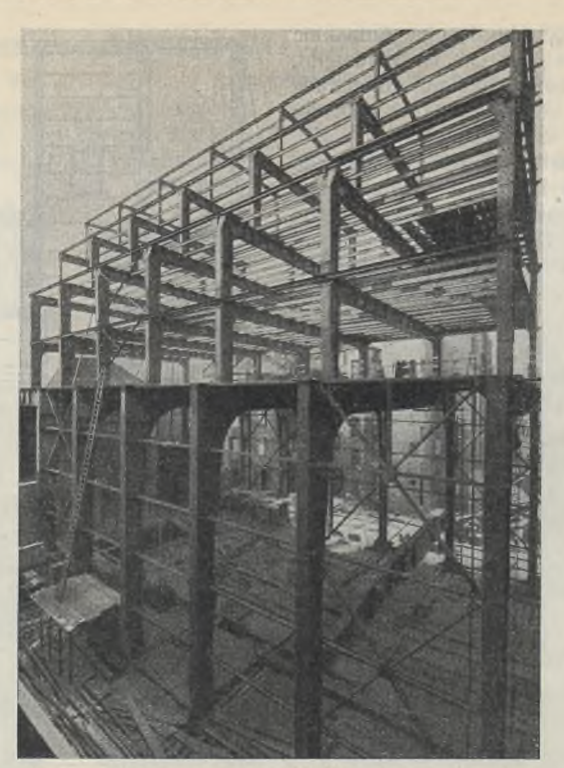


Abb. 7. Konstruktion des Hofflügels von der Seite gesehen.

Da nach Auftragerteilung und Fertigstellung der statischen Berechnung die Frontflügel gegenüber der bereits festgelegten Anordnung eine völlige Umänderung erfuhren, konnte die Konstruktion dieser Flügel nicht gleich zusammen mit der des Hofflügels bearbeitet und angeliefert werden, was zur Folge hatte, daß die Aufstellung gewissermaßen in zwei Abschnitten erfolgen mußte und die Einrichtung der Baustelle nicht voll ausgenutzt werden konnte (Abb. 6). Mit den Aufstellungsarbeiten für den Hofflügel kam man in den Winter hinein, wo aber trotz der grimmigen Kälte, die wie bekannt längere Zeit mit 20 bis 25° anhielt, weiter gearbeitet wurde, was bei einer anderen Bauweise, insbesondere bei Eisenbeton unmöglich gewesen wäre. Das Abladen und Zubringen der Konstruktionsteile für den Hofflügel und bei den vorderen Flügeln auch das Aufstellen, wobei die Rahmen der Flügel und die 16 m langen Kragträger des Turmes gleich unten fertig abgenietet wurden, erfolgte mit Hilfe eines Turmdrehkrans der Stahlbaufirma; später wurde an der Ecke auch der Kran einer anderen Baufirma kurz mitbenutzt.

Zweifellos wird diese Bauausführung,

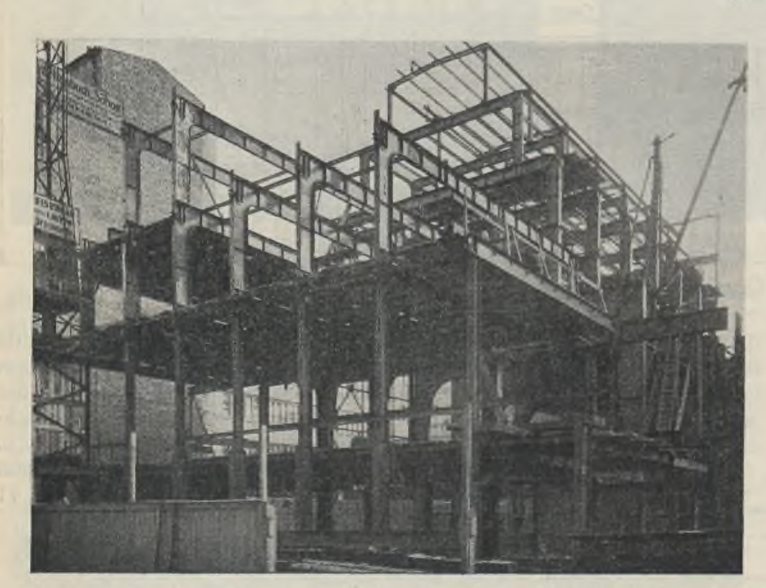


Abb. 8. Flügel Kunststraße. Aufbau der Rahmen im 3. Obergeschoß.

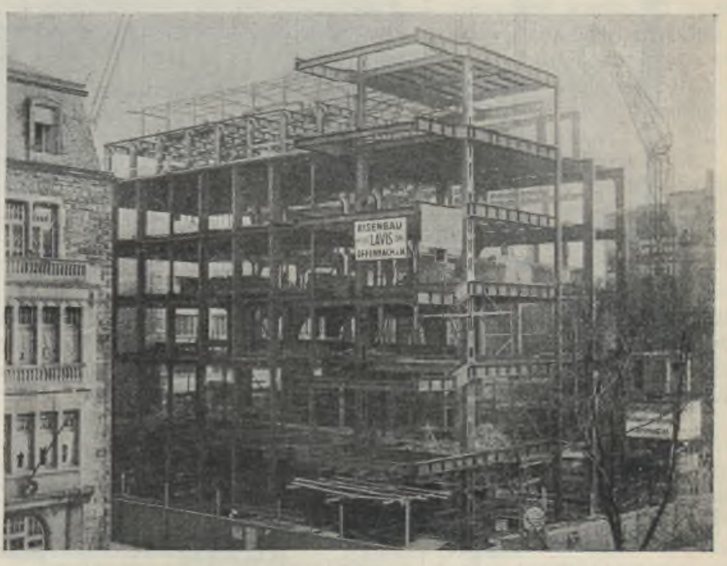


Abb. 9. Turmkonstruktion mit den anschließenden Frontflügeln.

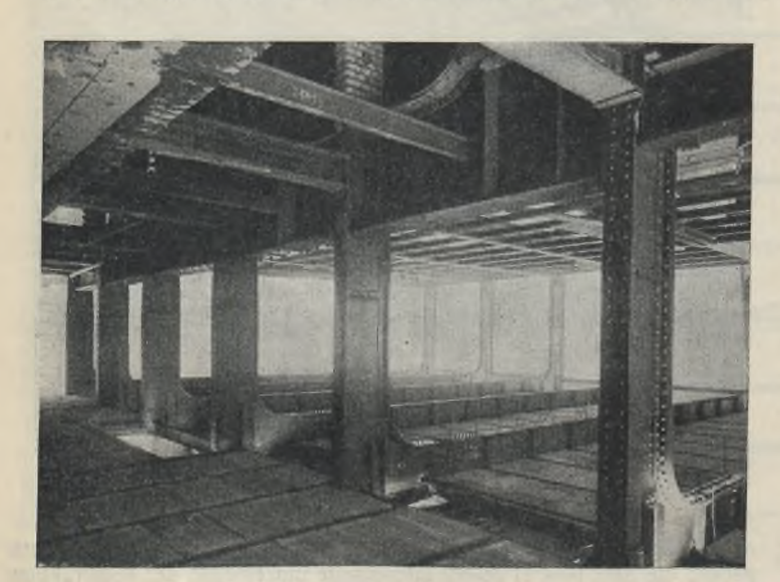


Abb. 10. Konstruktion über dem 3. Obergeschoß. Ausmauerung des Hofflügels.

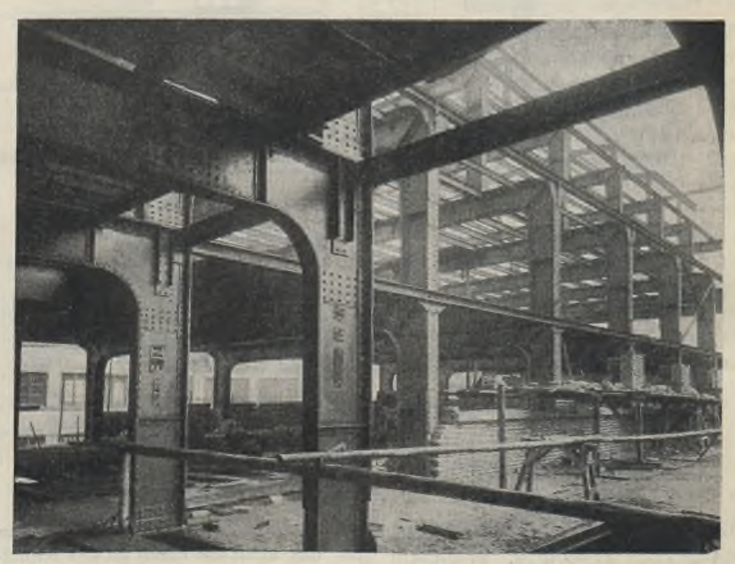


Abb. 11. Flügel Kunststraße. Rahmen und Decken im 2. Obergeschoß. Blick nach der Kunststraße zu.

die zurzeit als die interessanteste und mit ihrem Gesamtgewicht von rd. 1100 t auch als bedeutendste Süddeutschlands anzusehen ist, und die während der Aufstellung verschiedentlich von Baukünstlern und Interessenten besichtigt wurde, dazu beitragen, dem Stahlskelettbau in Süddeutschland weiteren Eingang zu verschaffen. Eine Ausführung in Eisenbeton, für die seinerzeit ebenfalls Vorschläge und Angebote eingeholt wurden, konnte der erforderlichen großen Querschnittabmessungen wegen nicht ernstlich in Frage kommen.

Die statische Berechnung wurde von dem Bauingenieurbüro Karl Martin, Berlin, aufgestellt, die weitere technische Bearbeitung, sowie die Lieferung und Aufstellung der Konstruktion erfolgte durch die Firma Michael Lavis Söhne, Eisenbau, Offenbach a. M.

Alle Rechte vorbehalten.

Das neue Tribünengebäude im Stadion Hannover.

Von Dipl.-Ing. E. Höber.

Im Jahre 1921 wurde von der Stadtverwaltung Hannover das „Hindenburg-Stadion" erbaut und damit der Jugend ein Kampfplatz geschaffen, der dem Bedürfnis einer sportfreudigen Zeit in jeder Beziehung gerecht wurde. Der Bau konnte in den schweren Jahren nach dem Kriege nur unter großen finanziellen Opfern der Stadt und von Privatseite durchgeführt werden. So ist es verständlich, daß mancherlei Wünsche, die weitere Ausstattung des Platzes betreffend, vorläufig zurückgestellt werden mußten. In erster Linie fehlten dem Stadion Unterkunfts- und Verpflegungsräume sowie die nicht zu entbehrenden Badeeinrichtungen für die einheimischen Sportsleute und Gäste. Um diesen Mangel abzustellen, entschloß sich die Stadtverwaltung im Jahre 1928 zur Errichtung eines großen Gebäudes in Verbindung mit einer Zuschauertribüne an der nördlichen Langseite der Kampfbahn. Gesamtentwurf und Bauleitung lagen in Händen des Stadtbauamtes unter Leitung des Herrn Senator Elkarts. Entwurf und Ausführung der Stahlkonstruktion wurden der Firma Louis Eilers übertragen.

Die durch ihren Zweck bedingte, aber unglücklich wirkende Massenverteilung einer Tribüne architektonisch zu meistern, ist keine leichte Aufgabe. Es ist daher nicht zu verwundern, wenn sich viele alte Tribünenbauten durch besondere Häßlichkeit auszeichnen. Wie aus den beigegebenen Abbildungen hervorgeht, ist es mit Hilfe der überaus anpassungsfähigen Stahlbauweise gelungen, ein Bauwerk zu schaffen, das in jeder Hinsicht ästhetisch zu befriedigen vermag. Die hervorstechendste Eigenschaft des Stahles, große Spannweiten bei geringsten Abmessungen der Tragkonstruktionen zu überwinden, ermöglichte wie keine andere Bauweise die Erfüllung der Haupterfordernisse einer Zuschauertribüne. Es sind dies im besonderen umfassende freie Sicht und sicherer Schutz vor Sonne, Wind und Regen.

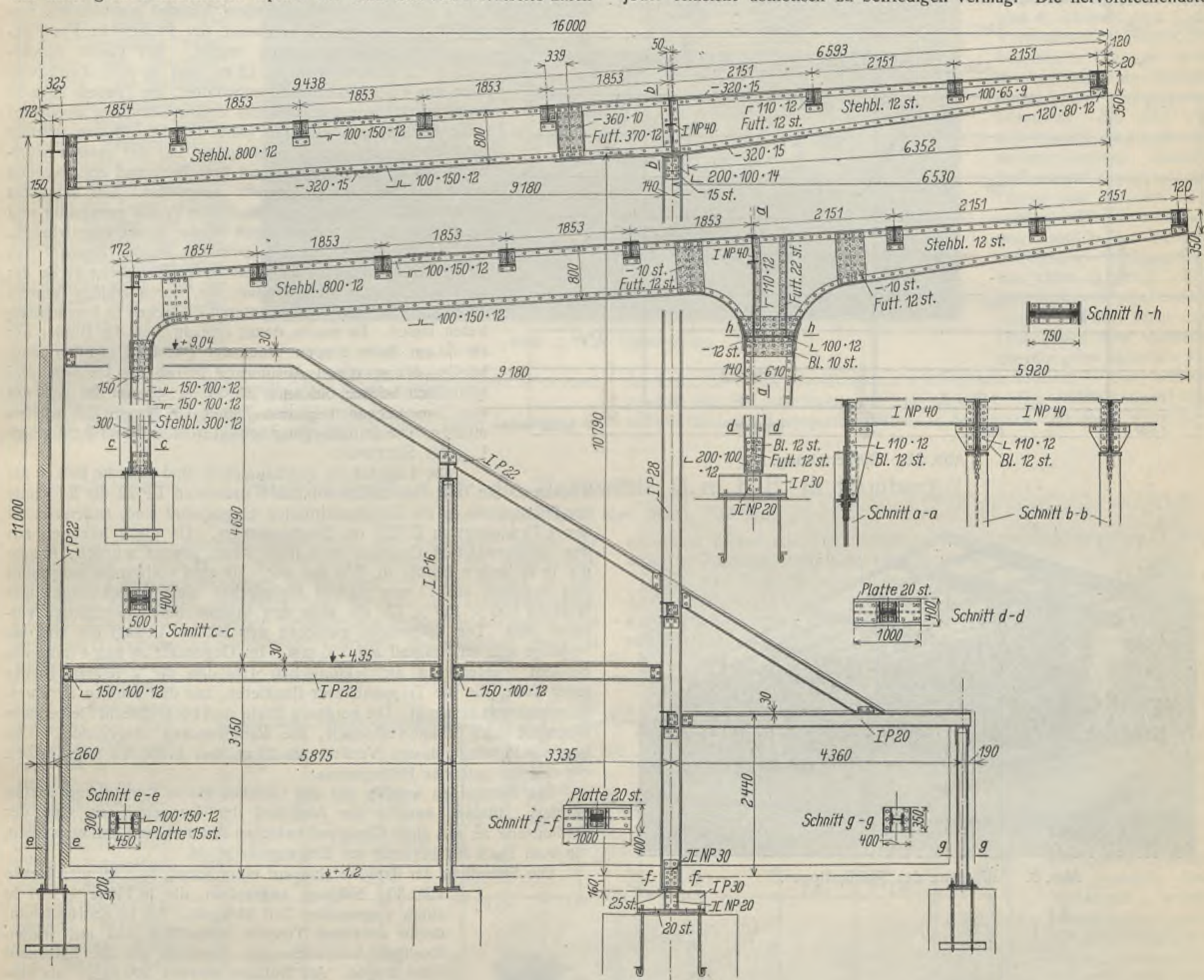


Abb. 1. Querschnitt und Einzelheiten der End- und Zwischenbinder.

Die Anordnung der Konstruktion ist aus Grundriß und Querschnitt Abb. 1 u. 2 zu ersehen. Die Gesamtlänge des Gebäudes beträgt rd. 69 m, seine Breite 14 m, während die Abmessungen des Daches mit 16 m um 2 m breiter sind. Der eigentliche Zuschauerraum von 59 m Länge wird auf beiden Seiten von je einem 5 m breiten Treppenhaus flankiert. Der Zugang zu den Plätzen erfolgt außerdem durch 4 Freitreppen vor der Tribüne. Im ganzen stehen 1150 Sitzplätze und 300 Stehplätze den Zuschauern zur Verfügung.

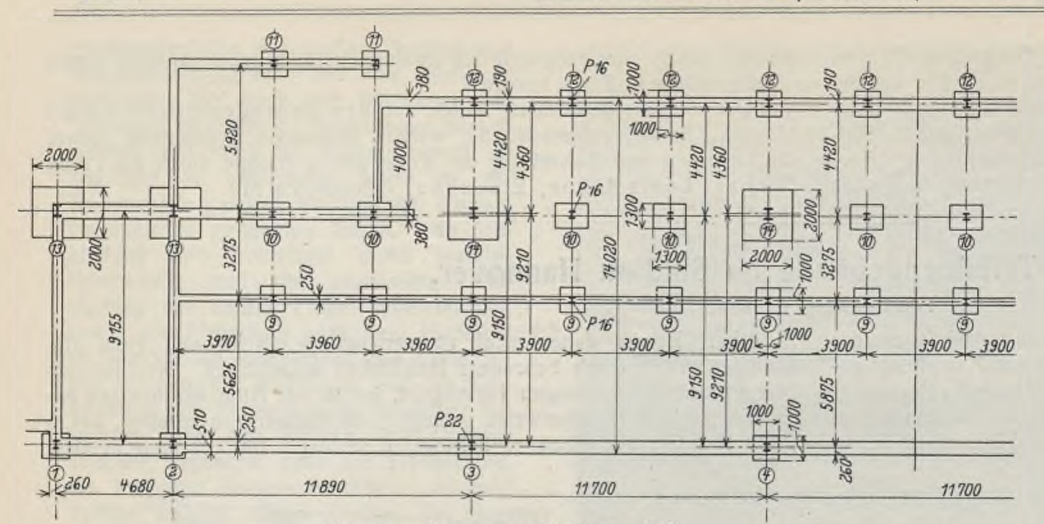


Abb. 2a. Fundament-Teilgrundriß.

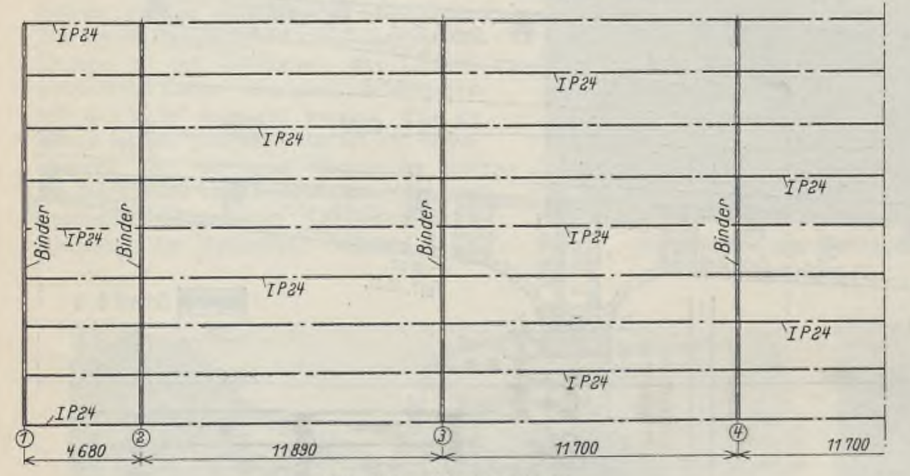


Abb. 2b. Binderteilung.

Beim Entwurf der Dachkonstruktion wurde der größte Wert darauf gelegt, die freie Sicht möglichst wenig zu beschränken. Die beste Anordnung, gar keine Stützen einzubauen, kam wegen der hohen Kosten nicht in Frage, obwohl derartige Bauten bereits mehrfach ausgeführt sind. Es sei hierbei gestattet, auf die Stahlkonstruktion der Rennbahntribüne im Bois de Vincennes bei Paris[1]) hinzuweisen, deren rückseitig eingespannte Binder 17,5 m frei vorkragen. Zur Erzielung großer Stützenabstände sind in den meisten ausgeführten Bauten hohe Binderunterzüge angeordnet, die aber den Nachteil aufweisen, den Blick nach oben zu behindern und die wenig ansprechend aussehen. Es wurde daher vorgezogen, die Binder direkt zu unterstützen und mit möglichst großem Abstand auszuführen, wobei ein Mehrgewicht der Pfetten in Kauf genommen werden mußte. Bei einem Binderabstand von rd. 12 m sind in dem Zuschauerraum nur 4 schlanke Säulen angeordnet, die zudem so weit zurückgesetzt wurden, daß die ersten Sitzreihen überhaupt keine Behinderung erfahren (Abb. 1). Die Pfetten wurden zur Verringerung der Durchbiegung bei der großen Stützweite als teilweise eingespannt berechnet und entsprechend mit Zuglasche und Druckplatte ausgeführt. Um möglichst an Bauhöhe zu sparen, wurden Peiner Profile verwendet und die Pfetten in die vollwandigen Binder derart eingewinkelt, daß sie mit den oberen Gurtwinkeln bündig liegen. Aus gleichem Grunde liegt die 6 cm starke Eisenbetondecke der Dachhaut zwischen den Pfetten, die, durch kräftige Vouten eingehüllt, nur die breiten unteren Flanschen in Erscheinung treten lassen. Es wurde damit erreicht, daß die Binder nur als 55 cm hohe Rippen unter der Dachhaut sichtbar sind. Infolge der massiven Ausführung betrug die Dachlast einschließlich Schnee 355 kg/m², weshalb für die im Abstand von 2 m liegenden Pfetten Träger I P 24 gewählt werden mußten. Die Durchbiegung beträgt trotzdem über 3 cm gleich $^1/_{400}$ der Stützweite.

Die 4 Binder im Zuschauerraum sind einfache Balken auf 2 Stützen. Sie ruhen einerseits auf den Wandstielen I P 22 der Rückseite der Tribüne, die in die Unterkonstruktion eingespannt sind, anderseits auf den 4 Pendelstützen I P 28 im Zuschauerraum. Da diese letzteren aus den obenerwähnten Gründen weit nach innen gesetzt wurden, kragen die 16 m langen Binder rd. 7 m frei vor. Sie sind vollwandig ausgeführt und bestehen aus 12 mm starken Stehblechen ohne Aussteifungen und Winkeln 100 × 150 × 12, die über den Stützen durch Gurtplatten verstärkt sind. Die Trägerhöhe zwischen den Stützen beträgt 800 mm, sie verjüngt sich im Kragteil auf 350 mm. Im Gegensatz zu den 4 mittleren Bindern wurden aus architektonischen Gründen die 2 letzten Binder jeder Seite, die die Treppenhäuser flankieren, mit den Stützen zu Zweigelenkrahmen vereinigt. Die vorderen Stiele sind bei senkrecht bleibendem Innengurt nach oben verbreitert, die Rahmenecken ausgerundet. Das gesamte Pultdach, dessen Vorderkante 12 m über Erdboden liegt, erhielt ein ringsumlaufendes Betongesims.

Die Endrahmen wurden auf den Giebelseiten in ihrer oberen Hälfte verglast. Ebenso besteht der Abschluß der Treppenhäuser nach der Stadionseite zu aus einer Glaswand zwischen den vorderen Rahmenstielen, die vom Dach bis herunter zur Eingangstür reicht.

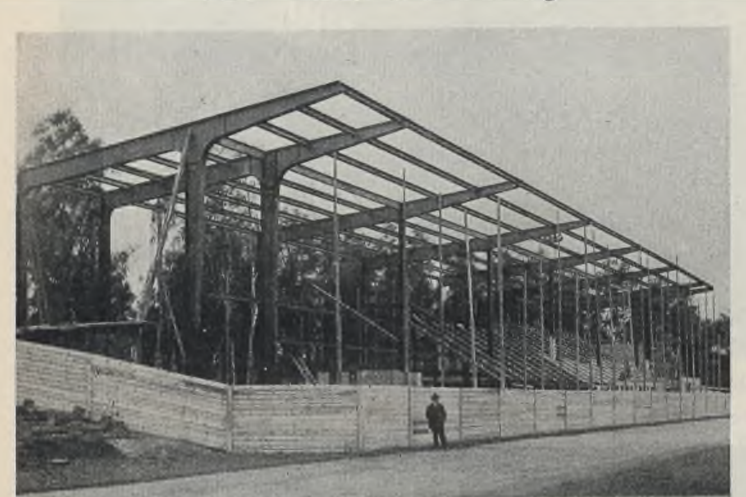


Abb. 3. Aufnahme des Stahlgerippes.

Die Sitzreihen der Tribüne sind auf einer schräg ansteigenden Decke von 30° Neigung angeordnet, die in Höhe + 9,04 in einen wagerechten Teil übergeht. Sie ist als Hohlsteindecke zwischen Trägern ausgeführt und mit stufenförmigen Aufmauerungen versehen, die die hölzernen Sitze tragen. Als Nutzlast wurden 500 kg/m² als ausreichend erachtet. Um an Bauhöhe für die unter der Tribüne gelegenen Räume zu gewinnen, sind für sämtliche Decken wiederum Peiner Profile verwendet. Die Tribünenträger I P 22 liegen im Abstand von rd. 2 m und stützen sich auf das massive Mauerwerk der Rückwand, auf 2 Unterzüge sowie auf die Decke + 3,64 in Logenhöhe. Das Abknicken der oberen aus einem Stück bestehenden Träger erfolgte durch keilförmiges Ausschneiden bis zum Flansch und Zusammenschweißen nach erfolgter Biegung. Die Unterzüge liegen über den Zwischenwänden der beiden Geschosse unter dem Zuschauerraum und sind durch besondere Stützen im Abstand von 3,9 m abgefangen, die auch die unteren

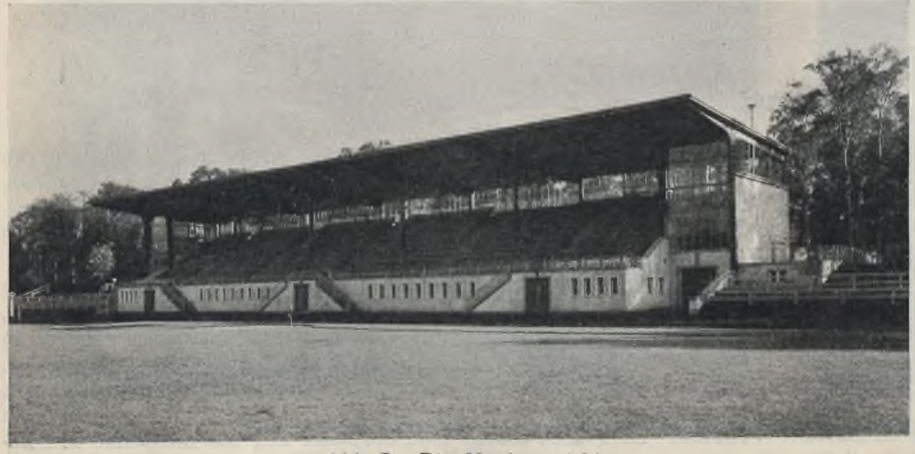


Abb. 5. Die Vorderansicht.

[1]) Le Génie Civil 1924.

Decken aufnehmen. Ebenso erhielt die niedrige Abschlußwand der Stadionseite besondere Stützen zur Aufnahme der Decke + 3,64 m.

Bemerkenswert ist die geschickte Ausnutzung der ausgebauten Räume unter der Tribüne für die Bedürfnisse der Sporttreibenden. Von den giebelseitigen Treppenhäusern, die die Hauptaufgänge zum Zuschauerraum enthalten, führt seitlich eine besondere Treppenanlage zum Obergeschoß auf Höhe + 4,35 m. Die Treppen münden beiderseits auf einen Flur, der sich über die ganze Länge des Gebäudes erstreckt und alle Räume miteinander verbindet. In der Osthälfte des Obergeschosses sind 7 Schlafräume von je 16 m² und ein größerer von 34 m² Grundfläche untergebracht mit insgesamt 62 Betten. Die Westhälfte enthält die Verpflegungsräume, Küche, Speisekammer, Anrichte sowie einen großen Speiseraum von rd. 90 m². Die Belichtung des Flures erfolgt durch Fenster in der schrägen Decke, die unter den Sitzreihen der Tribüne angebracht sind. Auf der niedrigen Seite sind auf der ganzen Länge des Flures eingebaute Schränke für die Gäste vorhanden. Alle übrigen Räume erhalten ihr Licht durch Fenster in der Rückwand des Tribünengebäudes.

Das Erdgeschoß auf Höhe + 1,36 m wird durch einen Durchgang in Gebäudemitte in eine Frauen- und eine Männerseite geteilt. Ein Flur in der Längsachse verbindet jeweils die Treppenhäuser am Giebel mit dem Durchgang. Die niedrigen Räume unter der Decke + 3,64 m auf der Stadionseite sind für die Kleiderablage (900 Personen) bestimmt, anschließend sind Gerätekammern und Toiletten untergebracht. Auf der anderen Seite des Flures mit den Fenstern nach der Rückfront des Gebäudes befinden sich die verschiedenen Baderäume mit Duschen und Umkleidezimmer sowie einige Räume für die Verwaltung und sanitäre Fürsorge.



Abb. 4. Die Rückansicht.

Eine Ansicht der Rückfront des Tribünengebäudes zeigt die beigegebene Abbild. 4, während Abb. 5 die Vorderansicht widergibt. Ein besonderes Gepräge erhält die Architektur der Fassade durch die umlaufende Glaswand, die den Zuschauerraum abschließt. Die darunterliegende massive Außenwand ebenso wie die Giebel sind verputzt. Besonderer Wert wurde auf den Anstrich der sichtbar bleibenden Stahlkonstruktion (Abb. 3) gelegt. Die harmonische farbige Behandlung von Putz, Stahl und Glas geben dem Gebäude ein sehr gutes Aussehen, das die Lichtbilder nur unvollkommen wiedergeben können. — Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion betrug rd. 200 t. Die Aufstellung erfolgte mittels fahrbaren Auslegerdampfkrans in der kurzen Zeit von 5 Wochen.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlskelettbau für die Heimstätte G. m. b. H. in Hamburg.[1]

Von Oberingenieur **Karl Maul**, Hamburg.

Zwischen Besenbinderhof/Norderstraße und Nagelsweg besitzt die Heimstätte G. m. b. H. — eine Tochtergesellschaft des Allgemeinen Deutschen Gewerkschaftsbundes in Hamburg — eine Anzahl in verschiedenen Abschnitten errichteter, teils für Büro und Geschäftszwecke, teils für Wohnzwecke bestimmte Gebäude, die zu Beginn des Jahres 1928 um eine Heimstätte für alleinstehende Frauen und Mädchen vermehrt werden sollten.

Zur Verfügung stand für dieses Bauvorhaben ein Platz von 13 m Tiefe und etwa 64 m Länge. Mit Rücksicht auf die zulässige Bauhöhe sollte das Gebäude aus Tiefkeller, Keller, Erdgeschoß, sieben Obergeschossen und einem Dachgeschoß bestehen; die gesamte Höhe von Terrain-Oberkante bis Gesims ergab sich zu rd. 26 m. Um in den unteren Geschossen möglichst wenig Raum zu verlieren und um ferner die Möglichkeit zu besitzen, die vorgesehenen Kleinwohnungen, aus einem Zimmer und Küche bestehend, später evtl. zu erweitern oder zusammenzulegen oder möglicherweise auch das ganze Gebäude für andere Zwecke zu verwenden, mußte Rücksicht auf verhältnismäßig billige Änderungsmöglichkeit genommen werden. Man entschied sich deshalb für die Ausführung als Stahlskelett mit Massivdecken und einer von oben bis unten 34 cm starken, geschoßweise abgefangenen massiven Außenwand in Vollziegeln mit Klinkerverblendung.

Abb. 2. Grundriß.

Mit der Planung waren beauftragt die Architekten H. Distel, A. Grubitz in Hamburg, mit der Ausarbeitung des Entwurfes und der statischen Berechnung des Stahlskeletts die Ingenieure Dr.-Ing. Kuball und Kölling in Hamburg. Die Ausführung des Stahlskeletts in St 37 wurde der Firma Carl Spaeter G. m. b. H. in Hamburg übertragen.

Bei der Berechnung des Stahlskeletts wurden im Einvernehmen mit der Hamburger Baupolizei folgende vereinfachenden Annahmen gemacht: Der Winddruck wurde hinsichtlich der Windaussteifung mit 100 kg/m² eingesetzt, entsprechend den Stützenabständen in der Front anteilig berechnet und auf je vier hintereinanderstehende Stützen gleichmäßig verteilt, dabei der Momentennullpunkt in halber Geschoßhöhe angenommen, so daß sich in den Stützen Biegungsmomente von $M = \frac{W_x}{4} \cdot \frac{h}{2} = W_x \cdot \frac{h}{8}$ ergaben. Bei Berücksichtigung dieser Zusatzmomente war bei den Stützen 1400 kg/cm² als Beanspruchung zugelassen. Die als frei aufliegende Balken berechneten Deckenträger wurden ohne rechnungsmäßige Erfassung der Eckmomente durch die Windkräfte unter Verwendung kräftiger oberer und unterer Flanschwinkel sowie der üblichen Stegwinkel

[1]) Vergl. a. die kurze Erwähnung dieses bemerkenswerten Stahlskelettbaues in „Stahlbau“ 1929, Heft 14, S. 159 (Abb. 23). D. Schriftltg.

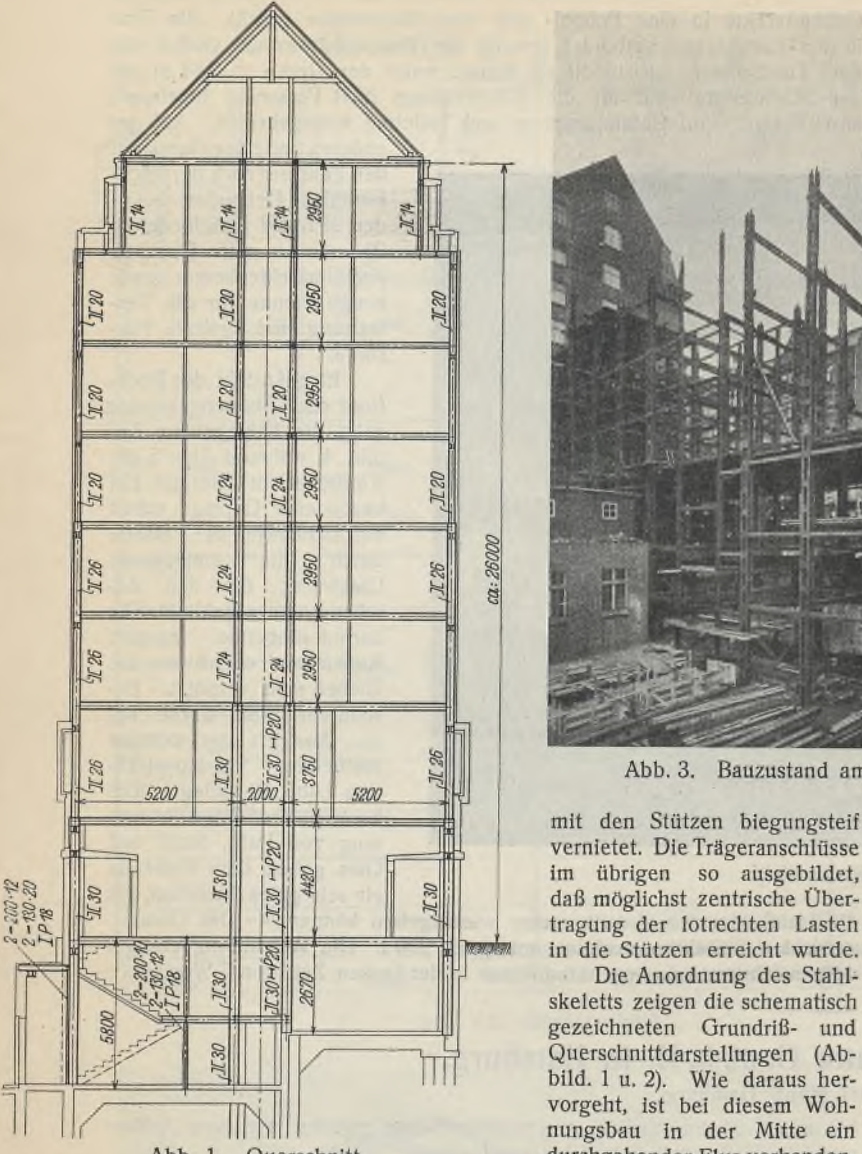
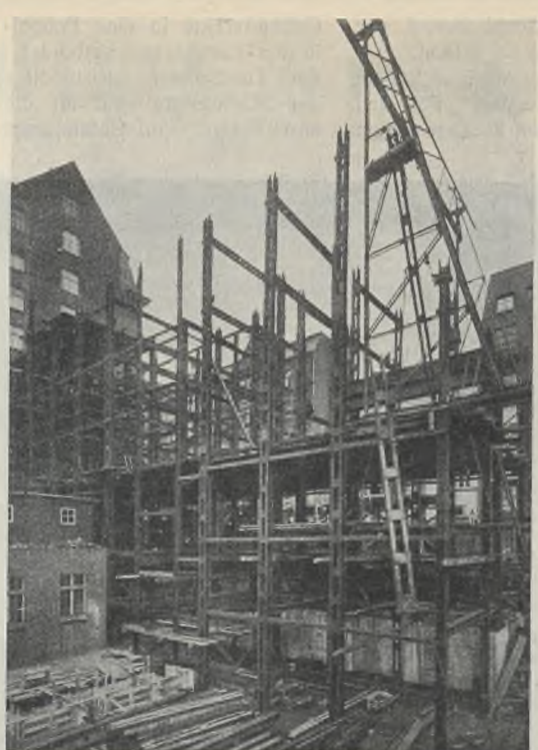
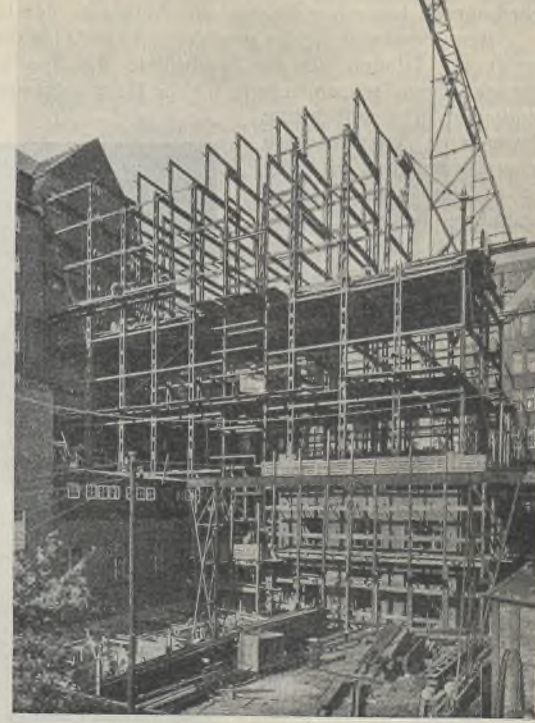


Abb. 1. Querschnitt.


Abb. 3. Bauzustand am 2. 4. 1928.


Abb. 4. Bauzustand am 5. 5. 1928.

mit den Stützen biegungssteif vernietet. Die Trägeranschlüsse im übrigen so ausgebildet, daß möglichst zentrische Übertragung der lotrechten Lasten in die Stützen erreicht wurde.

Die Anordnung des Stahlskeletts zeigen die schematisch gezeichneten Grundriß- und Querschnittdarstellungen (Abbild. 1 u. 2). Wie daraus hervorgeht, ist bei diesem Wohnungsbau in der Mitte ein durchgehender Flur vorhanden, zu dessen beiden Seiten die Mittelstützen gestellt wurden. Man versuchte, in der Querachsrichtung auch in den Außenwänden die Stützen in demselben Abstande zu stellen, mußte mit Rücksicht auf die Treppenanlage und sonstige bauliche Erfordernisse an verschiedenen Stellen jedoch davon absehen, wodurch Unterzüge und Abfangungen erforderlich wurden. Der Bau weist infolgedessen eine ziemliche Unregelmäßigkeit auf, die noch durch die verschiedenen Höhen des vorderen und des hinteren Teils sowie dadurch verstärkt wird, daß einige Zwischendecken vorgesehen werden mußten.

Mit Rücksicht auf eine absolut sichere Ausrichtung und die Höhe des Stahlskeletts wurden, da steife Rahmen fehlten, während der Aufstellung Längs- und Querverbände eingebaut, die nach Ausmauerung und Herstellung der Decken — dem Fortschritt dieser Arbeiten entsprechend — wieder entfernt wurden.

Am 1. März 1928 war die Fundierung so weit vorgeschritten, daß mit Aufstellen des Stahlskeletts begonnen werden konnte. Abb. 3 zeigt den Bauzustand am 2. 4. 1928, Abb. 4 den vom 5. 5. 1928, einen Tag vor der endgültigen Fertigstellung, am 20. 4. wurde mit den Maurerarbeiten im Erdgeschoß begonnen. Abb. 5 zeigt den Bau nach endgültiger Fertigstellung. Das Gesamtgewicht des Stahlskeletts betrug rd. 380 t.

Wie aus den Abbildungen hervorgeht, wurde die Aufstellung mit Hilfe

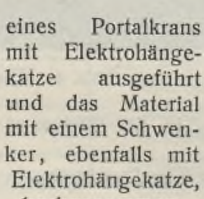

eines Portalkrans mit Elektrohängekatze ausgeführt und das Material mit einem Schwenker, ebenfalls mit Elektrohängekatze, hochgenommen. Der Portalkran war so ausgebildet, daß in den unteren Geschossen je drei und zum Schluß sogar vier Geschosse auf einmal errichtet wurden. Die gleichzeitige Aufstellung mehrerer Geschosse ist bedingt durch die Vorschrift der Baupolizei, daß außer der abgedeckten Arbeitsbühne eine zweite Schutzbühne vorgesehen sein muß. Man müßte demnach jeweils zwei Geschosse abdecken und kommt deshalb von selbst zu der Folgerung, möglichst viel Geschosse gleichzeitig aufzubauen.


Abb. 5. Fertiger Zustand.

Bauherrschaft, Architekten und Ingenieuren ist besonderer Dank abzustatten, daß sie in Erkenntnis der Vorteile des Stahlskelettbaues auch bei diesem Wohnungsbau wertvolle Pionierarbeit für ihn geleistet haben.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuen Rheinkreuzungstürme Rheinhausen-Duisburg.

Von Dipl.-Ing. **E. Ackermann**, Bochum.

Eine neue Spitzenleistung auf dem Gebiete des Leitungsmastenbaues hat die Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen (Niederrhein) zu verzeichnen. Zwei Stahltürme von 118 m Höhe mit je 6 bis 9 m ausladenden Traversen tragen auf 570 m Entfernung von Ufer zu Ufer 6 Leitungen von 220 kV und 6 von 25 kV, sowie 1 Blitzseil; der Durchhang beträgt 43,8 m (Abb. 1). Im linksrheinischen Nachbarfeld werden die Leitungen nach einem Winkelmast weitergeführt. Auf der rechtsrheinischen Seite führen die Seile der 220-kV-Leitung in ein etwa 25 m vom Mast stehendes Gebäude. Von den 6 Seilen der 25-kV-Leitung werden je 3 Stück zu einem Kabel vereinigt und innerhalb des Mastes heruntergeführt. Der Berechnung ist der am ungünstigsten beanspruchte Mast auf der rechten Rheinseite zugrunde gelegt; hiernach sind beide Türme gleich ausgebildet. Die Seile für die 220-kV-Leitung werden im Kreuzungsfeld mit je 4 Ketten abgespannt, in den Nachbarfeldern dagegen nur mit je 2 Ketten.

Nachstehende Tabelle gibt näheren Aufschluß über die Abmessungen der Seile sowie die Seilzüge:

		Nachbarfeld linksrheinisch		Kreuzungsfeld		Nachbarfeld rechtsrheinisch
Spannweiten	L	∼ 220 m		∼ 570 m		etwa 25 m
Leitungen		1 Blitzseil	12 Kraftseile	1 Blitzseil	12 Kraftseile	2 Kabel 6 Kraftseile
Baustoff	25 kV 220 kV	Bronze	6 Kupfervollseile 6 Hohlseile	Bronze	6 Bronzevollseile 6 Hohlseile	2 Kupferkabel 6 Hohlseile
Querschnitt . . mm²	F	70	120 200	120	120 200	
Durchmesser . . mm	d	10,5	14 25	14	14 25	25
Beanspruchung kg/mm²	σ	25	16	14	14	6
Seilzug . . . . kg	$F + \sigma$	1750	1920 3200	1680	1680 2800	1200
Gewicht der Leitung kg/mm²	γ_0	0,008 65	0,008 900 0,010 801	0,008 65	0,008 65 0,010 55	0,010 801
Eiszusatzlast kg/mm²	γe	0,008 33	0,005 76 | 0,004 50		0,005 76 | 0,004 50	
Eiszusatzlast kg/m	$0{,}18 \cdot \sqrt{d}$	0,583	0,673 | 0,900	0,673	0,673 | 0,900	
Gewicht der Leitung mit Eis kg/mm²	$\gamma = \gamma_0 + \delta e$	0,016 98	0,014 660 0,015 301	0,014 41	0,014 41 0,015 05	0,015 301
Gewicht des Seiles ohne Eis kg	$G = \gamma_0 \cdot F \cdot L$	134	235 476	592	592 1202	5760 55
Gewicht des Seiles mit Eis kg	$G = \gamma \cdot F \cdot L$	262	387 674	986	986 1715	77

Zulässige Beanspruchungen.

Für die aus St 37 bestehende Stahlkonstruktion wurden folgende Beanspruchungen zugelassen:

	ohne Torsion	mit Torsion
Für Zug und Druck	1600 kg/cm²	1800 kg/cm²
Niete auf Abscheren . . .	1280 „	1600 „
„ „ Lochleibung . .	4000 „	5000 „
Schrauben auf Abscheren .	1000 „	1280 „
Lochleibung	2500 „	3100 „
auf Zug	900 „	1100 „

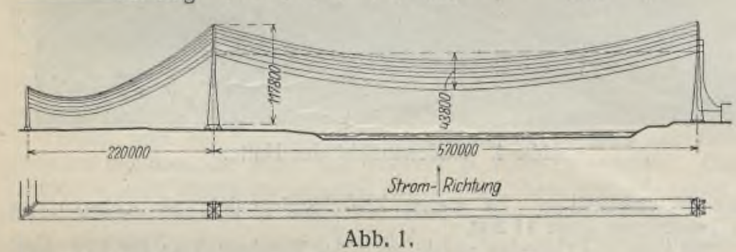


Abb. 1.

Fußrahmen
13500
Leiteranfang
13500
Stromrichtung

Abb. 2a.

Zur Bestimmung der ungünstigsten Spannungen der Breitseite des Mastes sind nachstehende Belastungsfälle untersucht:

a) Eigengewicht und ständige Lasten,
b) Eislast,
c) Seilzüge,
d) Wind auf die Traversen,
e) Wind auf den Mast,
f) Verdrehung.

Die schlanke Form des Turmschaftes wird durch nur 5 auf einer Parabel liegende Knickpunkte erreicht, während die sonstige konstruktive Durchbildung des kühnen Bauwerkes in einfachster Weise durchgeführt ist; für die Eckpfosten konnten auch im untersten Teil des Turmes gekreuzte Winkel 160 · 160 · 32 (Vorprofil) verwendet werden, während im obersten Teil einfache Eckwinkel 120 · 120 · 11 genügen. Weitere Abmessungen sind aus Abb. 2a u. b zu ersehen.

Mit der Vollendung dieser im Auftrage des R. W. E. Essen ausgeführten Türme ist die Rheinfront um zwei imponierende Meilensteine in der Geschichte des deutschen Stahlbaues verschönert worden; der Reisende, der die Türme schon aus weiter Ferne hervorstechen sieht, wird mit Bewunderung an ihnen emporschauen.

Abb. 3 zeigt die beiden Maste während der Aufstellung.


Abb. 3.

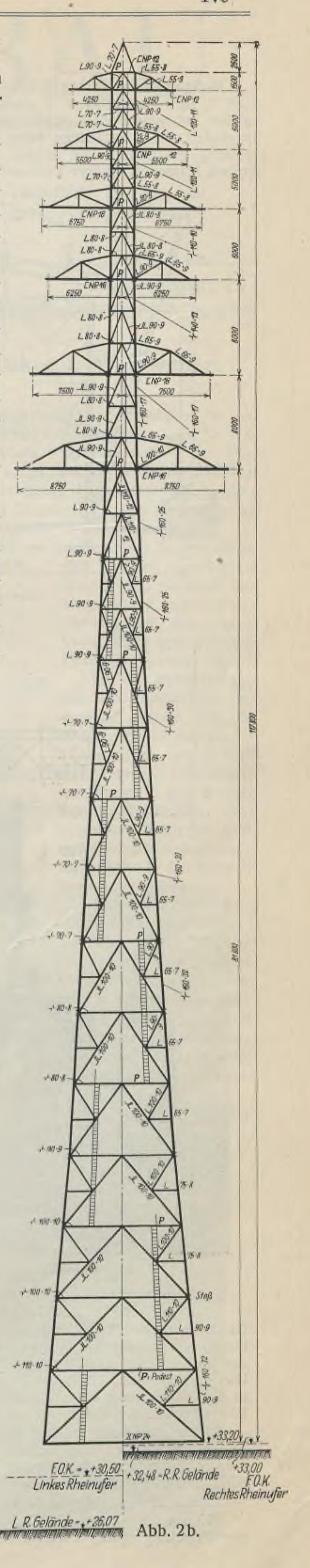
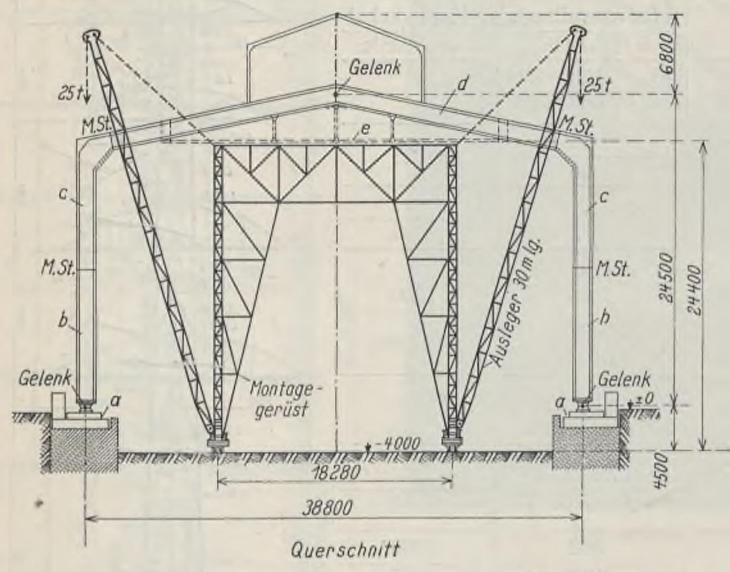


Abb. 2b.

Verschiedenes.

Montage einer Gasgebläse-Maschinenhalle. Im „Stahlbau" 1928, Heft 7, ist vom Verfasser in seinem Aufsatz „Großhallenbauten" auch die in den nebenstehenden Abb. 1 bis 4 dargestellte Gebläsemaschinenhalle behandelt. Als Ergänzung seien hier noch einige Einzelheiten der Aufstellung geschildert, die wegen der Eigenart der Konstruktion und der großen Massen besondere Vorbereitungen, Umsicht und Sorgfalt erforderte.



M. St. = Montagestoß

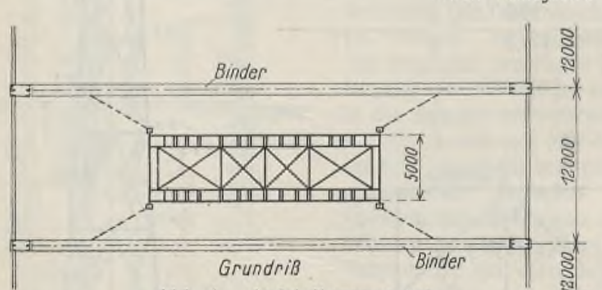


Abb. 1. Aufstellungsgerüst.

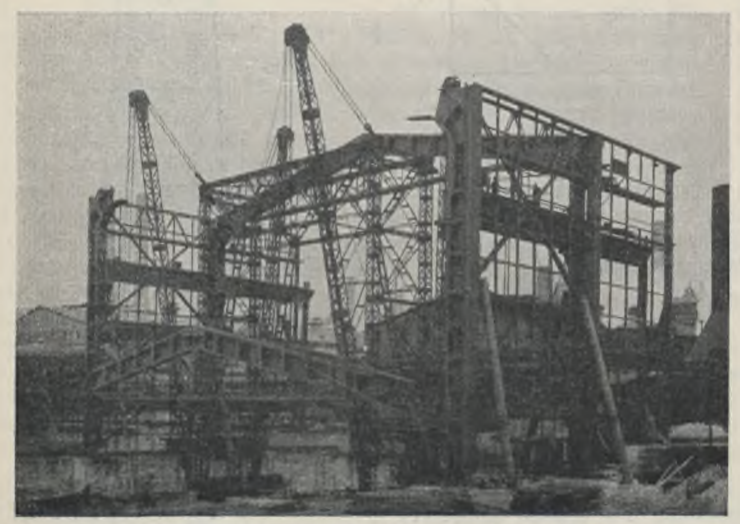


Abb. 2. Mittelteil eines Hauptbinders im Zug.

Zur Aufstellung des Bauwerkes wurde das in Abb. 1 dargestellte Gerüst mit vier je 30 m langen Auslegern benutzt. Jeder Ausleger ist für 25 t Last berechnet. Das Gerüst ist fahrbar, wurde jedoch beim Heben der Lasten festgesetzt und durch seitlich angebrachte Taue abgefangen. Das Eigengewicht beträgt etwa 120 t. Die Montagekonstruktion wurde in der Mitte eines Feldes aufgestellt, um so zwei Binder montieren zu können, ohne das Gerüst verschieben zu müssen.

Schon bei Fertigstellung der Fundamente waren die Roste *a* mit den Stahlgußunterteilen auf genaues Maß verlegt und vergossen worden. Nun erfolgte für einen Binder das Aufrichten der Pfosten *b* und nach Abfangen dieser Teile das Aufsetzen der Pfostenoberteile *c*.

Jeder Pfosten, bestehend aus den Teilen *b* und *c*, wiegt 40 t.

Nun wurden, wie Abb. 2 zeigt, Längswandunterzüge, Kranträger usw. zur Erzielung guter Längsversteifung eingebaut. Der obere Rahmenriegel *d* erhielt eine Versteifungskonstruktion *e* (Abb. 1 u. 2) und wurde im ganzen gezogen. Seine Länge ist rd. 35 m, das Gewicht mit Hilfskonstruktion rd. 50 t. Die unteren Gurtplatten am Stoß sind am Pfosten, die oberen am Riegel vorgezogen, das Stehblech schräg gestoßen, um so den oberen Teil leichter einsetzen zu können.

Das Transportieren, Aufstellen und Abnieten eines Binders erforderte

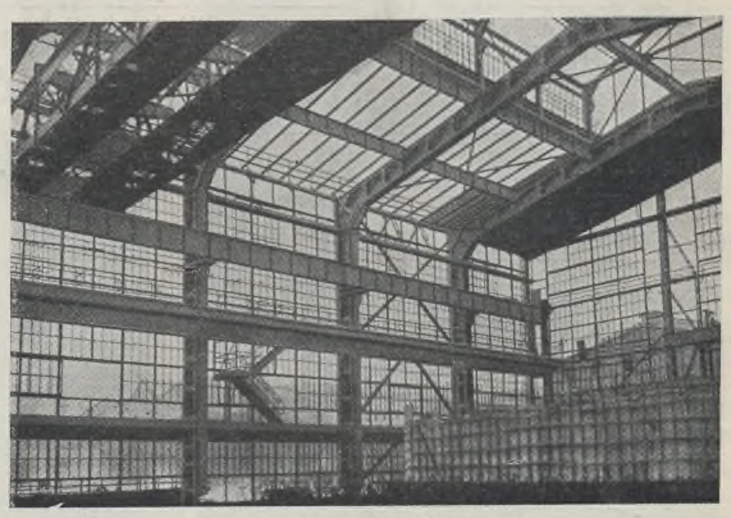


Abb. 3. Innenansicht der Halle.

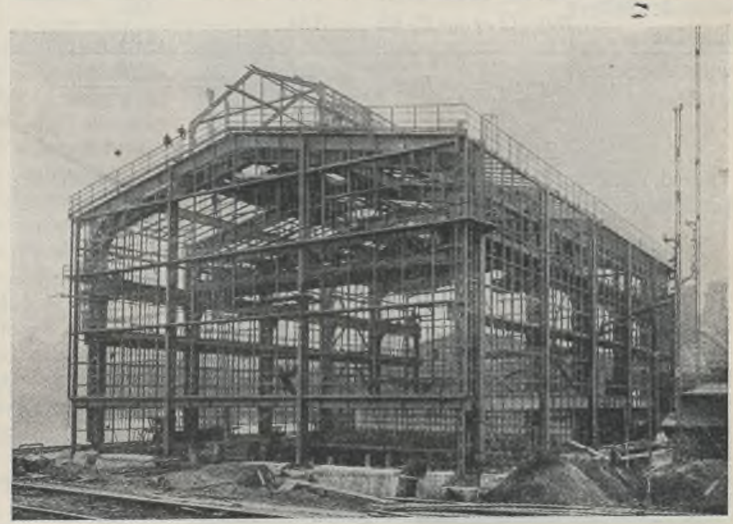


Abb. 4. Außenansicht der Halle.

etwa 14 Arbeitstage. Es waren 2200 Montageniete zu schlagen; an Werkstattnieten etwa 11 200.

Mit Hilfe des Gerüstes wurde auch der Maschinenkran für 75 t Nutzlast und 120 t Eigengewicht hochgezogen. Lieferung und Aufstellung erfolgte durch die Flender A.-G. in Benrath a. Rh.

Abb. 3 gibt einen eindrucksvollen Ausschnitt vom Innern der Halle wieder, während Abb. 4 eine Außenansicht zeigt. Beide Abbildungen lassen die ruhige und gute architektonische Wirkung eines neuzeitlichen Stahlbauwerkes erkennen. R. Ulbricht.

Heimatschutz beim Bahn- und Brückenbau. Zum Schlußsatz des unter dieser Überschrift in Heft 11 des „Stahlbau" veröffentlichten Aufsatzes von Protzmann, erhalten wir von Herrn Reichsbahndirektor Friedrich der Gruppenverwaltung Bayern der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft die berichtigende Mitteilung, daß „die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft den Wiesenttalübergang nach dem seinerzeit mit dem ersten Preis bedachten Entwurf der Brückenbauanstalt Gg. Noell & Co. in Würzburg unter Übertragung der Stahlkonstruktion an diese Firma im heurigen Jahre zur Ausführung bringen und daß gleichzeitig die Bahnlinie bis zum Endbahnhof Behringersmühle fortgesetzt werden wird".

Wir freuen uns, daß die seinerzeit von der Firma Noell & Co. aufgewendete Mühe und die umfangreichen Vorarbeiten nicht nutzlos gewesen sind und daß die landschaftlich so reizvolle Gegend nunmehr vollends durch eine Bahnverbindung aufgeschlossen wird. Die Schriftleitung.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift DIE BAUTECHNIK Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang BERLIN, 9. August 1929 Heft 16

Großraumkohlenbunker für die Braunkohlen-Industrie Aktiengesellschaft Zukunft, Weisweiler.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **K. Klatte**, Oberingenieur der Firma F. A. Neuman, Eschweiler.

Im Jahre 1926 beschloß die Biag (Braunkohlen-Industrie Aktiengesellschaft Zukunft) in Weisweiler teils aus fabrikatorischen, teils aus Sicherheitsgründen einen Großraumkohlenbunker zu errichten. Zunächst wurde ein Projekt in Eisenbeton ausgearbeitet.

Infolge von Verhandlungen verschiedenster Natur verschob sich aber die Beschlußfassung und dadurch die Inangriffnahme des Bauwerks so weit in das Spätjahr hinein, daß Zweifel auftraten, ob der Bunker mit Rücksicht auf die vorgerückte Jahreszeit und das im Herbst und Winter zu erwartende schlechte bezw. Frostwetter in Eisenbeton in dem Jahre überhaupt noch gebaut bezw. ohne Unterbrechung fertiggestellt werden konnte.

Zu diesen Überlegungen wegen der zu wählenden Bauweise kam noch hinzu, daß das Bauwerk auf sehr schlechtem Baugrund errichtet werden mußte, der infolgedessen nur außerordentlich niedrig beansprucht werden durfte. Diese zwangsläufig gegebene niedrige Bodenbelastung würde bei Eisenbeton besonders große Fundamentabmessungen notwendig gemacht haben.



Abb. 1.

Wollte man den Bau nicht erheblich verzögern, so blieb aus diesen Gründen nur noch die Wahl, das Bauwerk in Stahl zu errichten. Diese Gründe wurden tatsächlich Ursache, daß von der Firma F. A. Neuman in Eschweiler ein Entwurf in reiner Stahlkonstruktion angefordert wurde und zwar mit dem Ergebnis, daß die Herstellung dieses bemerkenswerten Bauwerks kurz nach Einreichung des Angebots der genannten Firma nach ihrem Entwurf übertragen wurde.

Dieser Beschluß der Biag bedeutet zunächst absolute Unabhängigkeit von Wetter und Frost und weiterhin eine ganz außerordentliche Minderbelastung des, wie gesagt, schlechten Baugrundes durch Eigengewicht, und zwar steht in diesem Falle das Eigengewicht der Stahlkonstruktion zu dem einer Eisenbetonkonstruktion im Verhältnis von rund 1 : 4,7. Ein Umstand, der einen der größten Vorzüge des Eisenbaus veranschaulicht, welcher jedoch bei der Wahl der Bauweise vielfach überhaupt nicht genügend berücksichtigt wird. Die sich daraus ergebenden Ersparnisse an Gründungskosten liegen auf der Hand.

Eine besondere Eigentümlichkeit bei der Bunkeranlage besteht darin, daß für den eigentlichen Bunkerraum nur Stahl zur Verwendung kam und die Verwendung von Beton bezw. Stein grundsätzlich vermieden worden ist.

Bei der Bunkeranlage war die besondere Bedingung gestellt, daß die Förderzüge — elektrische Lokomotiven mit 35-Tonnen-Wagen — unmittelbar auf bezw. in den Bunker fahren sollten, um dort vermittels moderner Entleerungseinrichtungen ihren Inhalt in den Bunkerraum abzugeben.

Dadurch war das eine Abhängigkeitsverhältnis zwischen Höhe, Breite und Länge des Bunkerraumes gegeben. Das andere Abhängigkeitsverhältnis bestand darin, daß nach modernsten Grundsätzen der Abtransport der Kohle aus dem Bunkerraum automatisch erfolgen mußte, und zwar durch horizontal arbeitende Schaufelräder, die die Kohle auf kontinuierliche 1 m breite Transportbänder warfen, vermittels derer die Kohle dann weiter befördert wurde. Diese Einrichtung wurde von der Maschinenfabrik Buckau geliefert.

Die Gesamtanlage besteht aus drei Teilen, und zwar:

1. einer Zufahrtbrücke von der Rampe des Zufahrtgleises aus der Grube in den Bunker hinein,

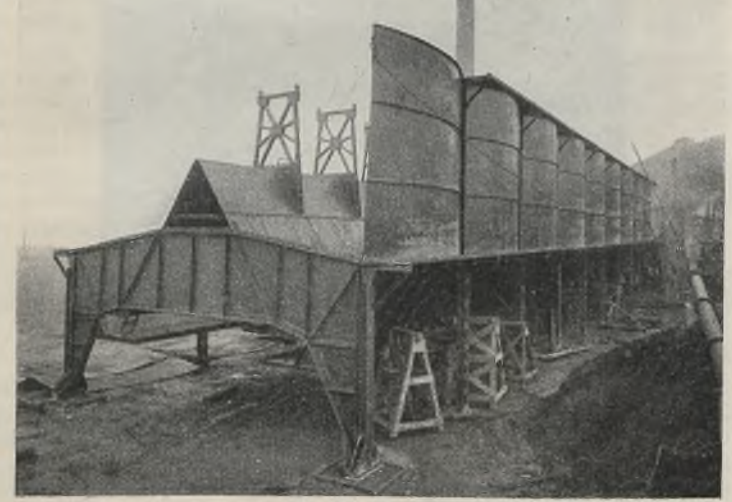


Abb. 2.

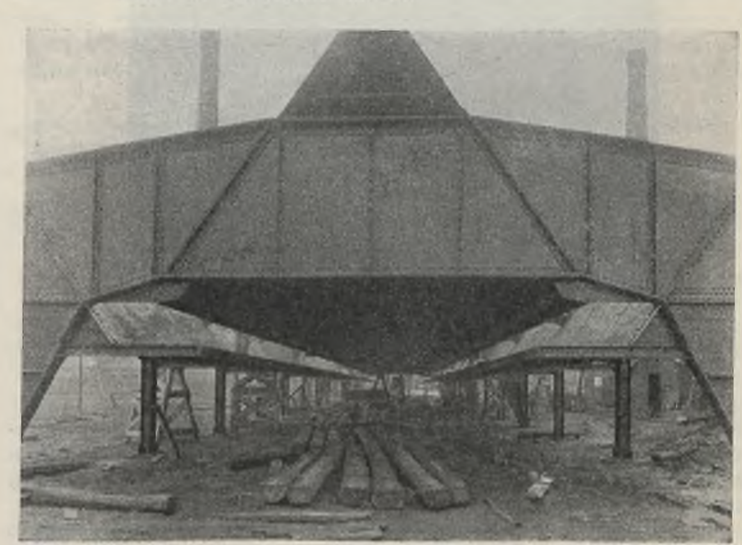


Abb. 3.

2. dem Bunker selber und
3. einer Schrägbrücke vom anderen Ende des Bunkers zur Separation (Abb. 1).

Die Zufahrtbrücke ist als Doppelkragbrücke in Stahlfachwerk ausgeführt und zwar derartig, daß das nach dem Bahnkörper hin auskragende Stück gleich lang demjenigen ist, welches an den Bunker anschließt. Die Brücke ruht auf einer ebenfalls fachwerkartig ausgebildeten Einzelstütze.

Die Brücke ist an den Bahndamm beweglich angeschlossen, so daß beim Aufsetzen der ersten Achsen des Transportzuges an der Bunkerseite ein negativer Auflagerdruck entsteht, der durch entsprechend starke Verankerung mit dem Bunker aufgenommen wird.

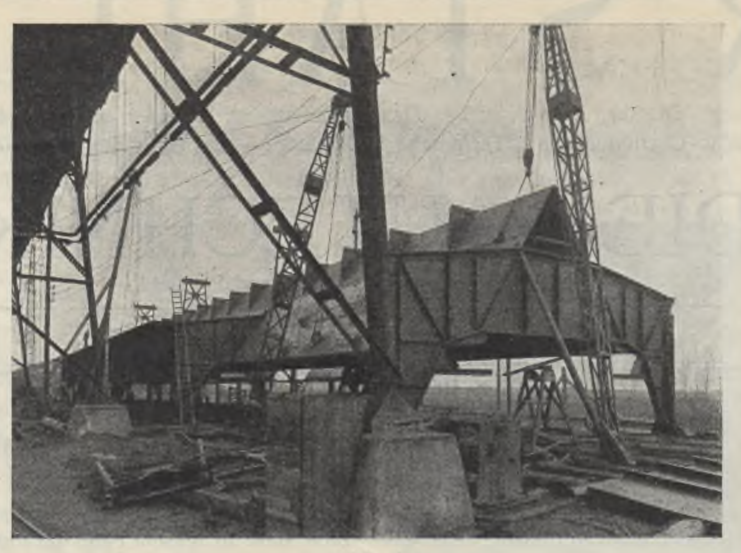


Abb. 4.

Diese Art der Zufahrtbrücke war zum Teil durch die Untergrundverhältnisse, andererseits aber auch aus der Überlegung heraus notwendig, daß die Inbetriebnahme außerordentlich beschleunigt und infolgedessen bei dem Bahndamm mit nachträglichen Senkungen bzw. Setzungen des angeschütteten Erdreiches gerechnet werden mußte. Demzufolge konnte ein festes Auflager an dem Ende des Bahndammes für die Brücke nicht geschaffen werden, so daß sich daraus die gewählte Konstruktion ergab.

Aus der vorgesehenen Arbeitsweise ergab sich ferner, daß der Bunker unterhalb des eigentlichen Bunkerraumes möglichst frei von irgendwelchen Zwischenkonstruktionen gehalten werden mußte (Abb. 2 u. 3).

Der Bunkerraum, welcher 3000 m³ Inhalt hat, ruht bei 60 m Länge auf fünf portalartig ausgebildeten Blechträgerrahmen, die je 15 m voneinander entfernt sind. Er besteht aus einer über die ganze Länge von 60 m reichenden Doppeltasche mit einem mittleren Sattel und nach der Mitte zu geneigten Seitenschurren, deren obere Kanten in der Ebene der Außenwände des Bunkers und in Höhe Oberkante der Portale liegen (Abb. 4).

Der Sattel sowohl als auch die Seitenschurren sind infolgedessen 15 m weit gespannt und bestehen aus Blechwänden, die gleichzeitig als Blechträger ausgebildet sind, d. h. mit entsprechenden Längs- und Querversteifungen versehen sind. Der mittlere Sattel trägt außerdem durch entsprechend ausgebildete aufgebaute Stützen gleichzeitig die Fahrbahn für den über den Bunker einzufahrenden Förderzug (Abb. 5).

Eine besondere Frage stellte die Ausbildung der seitlichen Bunkerlängswände dar. Es war zu überlegen, ob hierbei evtl. eine Gemischtkonstruktion angewandt werden sollte, d. h. also ein Trägergerippe mit dazwischen hergestellter Beton- oder Steinausfüllung, oder ebene Blechwände mit entsprechenden Trägeraussteifungen.

Die bei beiden Lösungen vorhandenen Schwierigkeiten sind von der ausführenden Firma bereits im Entwurf umgangen worden, und zwar derart, daß die Längswände in einzelne Tonnengewölbe aufgelöst wurden, so daß jede Tonne eine Spannweite von 5 m in horizontaler Richtung aufweist (Abb. 5).

Die durch diese Tonnenwände hervorgerufenen Horizontalkräfte sind aufgenommen in je 5 m Entfernung durch einen entsprechend stark ausgebildeten senkrechten Pfosten und die Horizontalschübe am unteren und oberen Rande der Tonnenwände durch horizontal angeordnete Blechträger, die nach außen vorkragen und so gleichzeitig zwei je in etwa $^1/_3$ Höhe des Gesamtbauwerkes entlanglaufende Laufstege abgeben, vermittels deren ohne besondere Gerüsteinrichtungen eine bequeme Möglichkeit für spätere Instandsetzungs- und Anstricharbeiten gegeben ist. Die oberen Blechträger sind in 15 m Abstand jeweils durch kräftige Zugbänder an dem mittleren Sattelgerüst abgestützt. Der obere Teil, d. h. also die Überdachung des gesamten Bunkerraums, ist durch leicht gehaltene Portalbinder in Fachwerkkonstruktion hergestellt (Abb. 6).

Die unterhalb der Bunkerlängswände vorgesehene Abschlußwand dieses unteren Raumes sowie die Wände des vorerwähnten Aufbaues sind in $^1/_2$ Stein starker Fachwerkkonstruktion ausgeführt worden.

Die Dacheindeckung besteht aus armierten Remyschen Bimsbetonplatten.

Unterhalb des vorerwähnten Bunkersattels bzw. der seitlichen Schurren sind, angebaut an die letzteren, horizontal liegende, mit entsprechenden Aussteifungen versehene Abgabebleche angeordnet, auf welche die Kohle selbsttätig herunterfällt und von denen sie vermittels der bereits erwähnten, horizontal wirkenden Schaufelräder auf die unter den vorhandenen beiden Schlitzen angeordneten Transportbänder abgegeben wird (Abb. 2, 3 u. 5).

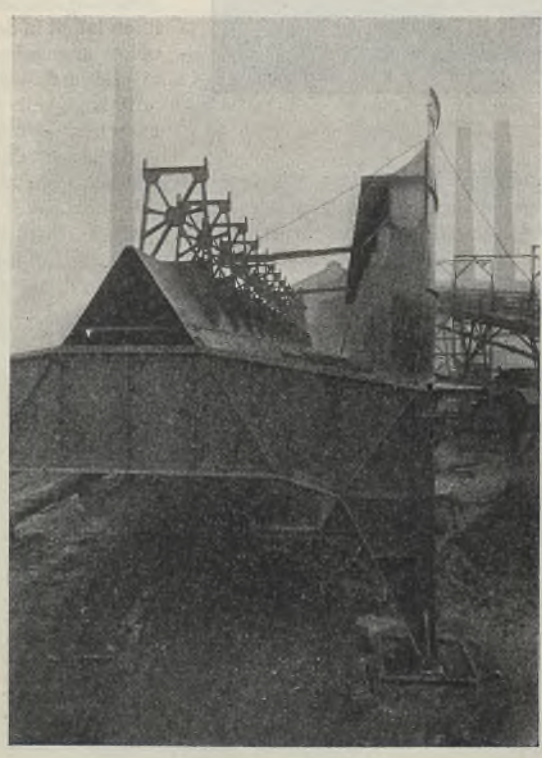


Abb. 5.



Abb. 6.

Diese Transportbänder fördern die Kohle horizontal nach dem dem Zufahrtdamm entgegengesetzten Ende des Bunkers und geben sie dort auf ein etwas tiefer liegendes Transportband ab, welches schräg nach oben zur Separation führt. Diese Schrägbänder werden von dem dritten Teil der Gesamtanlage, der Schrägbrücke, getragen, welcher ebenfalls als einfacher Kragträger in Fachwerkkonstruktion so durchgebildet wurde,



Abb. 7.



Abb. 8.



Abb. 9.

daß das hochliegende Ende ohne jede Verbindung mit dem massiven Bau der Separation bleibt. Infolgedessen können irgendwelche Senkungen im Gelände keinen Einfluß auf die Sicherheit der Schrägbrücke in senkrechter Richtung ausüben. Auch die in der Separation auftretenden horizontalen Schwankungen können die Schrägbrücke nicht beeinflussen.

Die etwa in $^2/_3$ der Spannweite angeordnete Stütze ist in ähnlicher Weise wie bei der Zufahrtbrücke mit Streben nach den beiden Brückenarmen hin versehen und im Zusammenhang mit den seitlichen Parallelträgern der Schrägbrücke statisch als Ganzes behandelt worden.

Die Schrägbrücke hat 6,50 m Breite und 50 m Länge, ihr überkragender Arm eine solche von 14,6 m. Sie ist zu ebener Erde zusammengebaut und als Ganzes hochgezogen worden, die Portaldoppelstütze dann erst untergebaut (Abb. 7).

Der Boden dieser Schrägbrücke besteht aus Beton zwischen Kappenträgern, auf denen gleichzeitig die Gestelle für die Schrägtransportbänder angeschlossen sind. Die Seitenwände sind im unteren Teil mit hochkant gestellten Ziegeln von besonderen Abmessungen ausgemauert, während im oberen Teil ein durchlaufendes Glasband mit Lüftungsflügeln vorgesehen ist. — Die Dacheindeckung besteht ebenfalls wieder aus Remyschen armierten Bimsbetonplatten auf leichter Stahlkonstruktion (Abb. 1).

Die fünf tragenden Portalträger für den Bunker sind in der Fabrik der Firma F. A. Neuman vollständig zusammengenietet und vermittels zweier Radsätze als Ganzes zur Baustelle befördert worden (Abb. 8). Es lag darin die besondere Sicherheit, daß die gesamte Nietarbeit für diese Portale restlos Werkstattarbeit darstellt und so die denkbar größte Sicherheit für einwandfreie Ausführung gewährleistet wurde, abgesehen von der Zeitersparnis auf der Baustelle. Der Transport ist denn auch als etwas nicht Alltägliches an verschiedenen Stellen des Weges im Film festgehalten worden.

Einige Zahlenwerte dürften von besonderem Interesse sein. Der maximale Auflagerdruck für jeden Portalfuß beträgt 256 000 kg und die ebenfalls an jedem Portalfuß nach außen wirkende Horizontalkraft 86000 kg.

Besonders hervorzuheben ist noch, daß die Gelenk-Auflagerung der Portale vollständig in Stahlkonstruktion hergestellt worden ist, so daß irgendwelche Bedenken, die man vor allen Dingen auch wegen der dauernden Erschütterungen durch den ein- und ausfahrenden Förderzug, vielleicht bei Stahlguß haben könnte, vollständig ausgeschaltet worden sind (Abb. 9).

Die Gründungstiefe für die Fundamente war 1,30 m unter Erdgleiche. Die Fundamente wurden als armierte Platten mit einem Sockel für die Aufnahme der Portalfüße versehen und zwischen der Platte und dem Sockel entsprechende Aussteifungsrippen angeordnet.

Die gesamte Bunkerkonstruktion hat bisher tadellos zur vollsten Zufriedenheit der Biag gearbeitet.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Berechnung von Rhombenträgern.

Von Dr.-Ing. P. Christiani, Privatdozent an der Technischen Hochschule Aachen.

Bei der statischen Berechnung von Rhombentragwerken wird heute in der Praxis noch immer so vorgegangen, daß man die Voraussetzung macht, in den Knotenpunkten seien die Stäbe gelenkig miteinander verbunden. Diese Betrachtungsweise kann jedoch nicht zu richtigen Ergebnissen führen, weil Gelenkknoten die Entstehung einer starkzackigen Biegelinie erlauben würden, während sie durch die steife Knotenverbindung verhindert wird[1]). Bei Dreieckfachwerken führt die Annahme gelenkiger

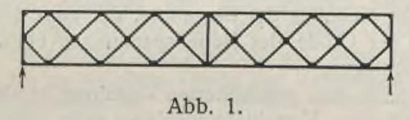


Abb. 1.

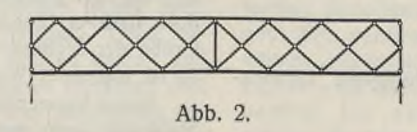


Abb. 2.

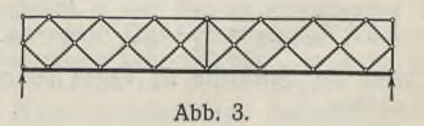


Abb. 3.

Knoten nur deshalb zu brauchbaren Ergebnissen, weil auch ein Fachwerk, dessen Knoten tatsächlich vollständige Gelenke sind, eine stetig verlaufende Biegelinie bildet, die mit der Biegelinie des steifknotigen Systems im wesentlichen übereinstimmt. Beim Rhombenträger dagegen entstehen infolge des erforderlichen Widerstandes gegen die zackige Verformung wesentlich andere Stabkräfte als die, die sich bei Berechnung eines Rhombenfachwerks mit gelenkigen Knoten ergeben. Daher darf bei Berechnung solcher Tragwerke die steife Knotenverbindung nicht unberücksichtigt gelassen werden. Man müßte, um streng richtige Ergebnisse zu erhalten, den Träger als Rahmentragwerk untersuchen. Dies würde jedoch dazu führen, daß man schon das verhältnismäßig kleine Tragwerk nach Abb. 1 als 72fach statisch unbestimmtes System rechnen müßte[2]). Auch bei Zerlegung der Belastung in symmetrische und antisymmetrische Belastungsfälle würde man immer noch mit 36 Unbekannten zu arbeiten haben, weshalb dieses Vorgehen für die Praxis als undurchführbar bezeichnet werden muß.

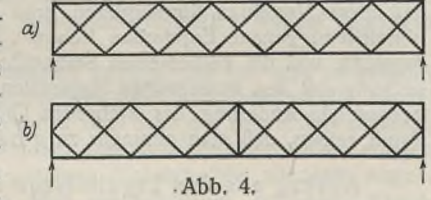


Abb. 4.

Da die Steifigkeit der Füllungsstäbe gegenüber den Gurtungen sehr gering ist, kann man folgern, daß eine Vernachlässigung des steifen Anschlusses der Füllungsglieder die Ergebnisse nicht wesentlich beeinflussen kann. Diese Vermutung wird durch Vergleichsrechnungen bestätigt, die an dem in Abb. 1 dargestellten System vorgenommen wurden. Die Anzahl der Unbekannten wurde, wie sich aus Abb. 2 leicht ersehen läßt, von 72 auf 14 ermäßigt. Bei zweckmäßiger Wahl der statisch unbestimmten Größen gelingt es hierbei, die Elastizitätsgleichungen als abwechselnd 11- und 13gliedrige Gleichungen aufzustellen. Jedoch muß auch dieses Verfahren als für die Praxis zu zeitraubend bezeichnet werden.

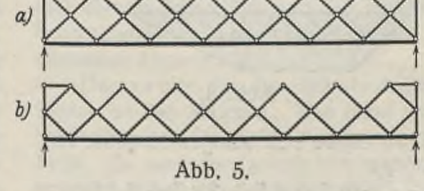


Abb. 5.

Eine weitere Vereinfachung ist möglich. Wenn nur eine der beiden Gurtungen steifknotig ausgebildet ist (Abb. 3), so ist eine zackige Verformung des ganzen Trägers, wenn auch nicht gänzlich verhindert, so aber doch sehr stark gemindert. Der Ausgleich der Zacken der Biegelinie wird natürlich nicht so groß sein wie bei Steifheit beider Gurtungen oder gar sämtlicher Anschlüsse, jedoch genügt er, um Ergebnisse zu zeitigen, die eine für die Praxis ausreichende Genauigkeit haben. Bei einer Berechnung unter Zugrundelegung der Abb. 3 erhält man zwar außer den Stabkräften die Stabmomente und damit die Nebenspannungen nur für die als steif angenommene Gurtung; jedoch will man in der Praxis in den meisten Fällen gar nicht die Nebenspannungen ermitteln, sondern man begnügt sich mit der Kenntnis der Stabkräfte, um die Querschnitte bemessen zu können. Bezüglich der

[1]) Der Nachweis der Unzulässigkeit einer derartigen Betrachtungsweise wird geführt in: Christiani, Beitrag zur Theorie mehrteiliger Fachwerke, Diss., Aachen 1926.

[2]) Eine derartige strenge Untersuchung ist durchgeführt in: Christiani, Strenge Untersuchungen am Rhombenfachwerk, Berlin 1929, Verlag J. Springer.

Nebenspannungen genügt es zu wissen, daß beim Rhombenträger genau wie bei den gut konstruierten Dreieckfachwerken die Nebenspannungen sich in unschädlichen Grenzen halten. Eingehend behandelt wurde gerade diese Frage in den beiden erwähnten Schriften (Anm. 1 u. 2).

Die Auffassung des Rhombenträgers als Fachwerk mit einer steifen Gurtung führt zu folgendem Rechenverfahren[1]). Ein System nach Abb. 4a ist $n$fach, ein solches nach Abb. 4b $n-1$fach statisch unbestimmt, wenn n die Anzahl der in einer Gurtung vorhandenen Stäbe ist. Als statisch unbestimmte Größen werden am besten die Stabkräfte der fachwerkartigen Gurtung gewählt, bei Abb. 4b außerdem noch die Stabkraft des Mittelpfostens. Die so entstehenden statisch bestimmten Hauptsysteme sind in Abb. 5a u. 5b dargestellt. Ein Zustand $X_m = -1$ ist in Abb. 6

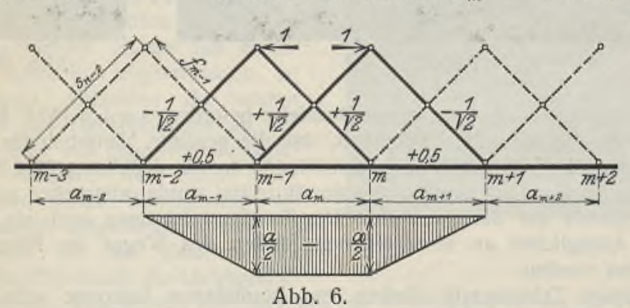


Abb. 6.

wiedergegeben. Angenommen ist dabei ein Rhombenfachwerk, bei dem die Höhe gleich der Feldweite ist. Ein Zustand $X_m = -1$ erstreckt sich nur über die Felder a_{m-1}, a_m, a_{m+1}. Daher erhält man als Elastizitätsgleichungen 5gliedrige Gleichungen. Bezeichnet man mit s' die verjüngte Länge $s \cdot \frac{J_c}{J}$ eines Stabes, mit s'' den Wert $s \cdot \frac{F_c}{F}$, mit i_c^2 den Wert $\frac{J_c}{F_c}$, mit a die Längen der Untergurtstäbe, mit f die Länge eines fallenden und mit s die Länge eines steigenden Diagonalstabes, so ergeben sich die von der Belastung unabhängigen Werte

$$E J_c \delta_{ik} = \int M_i M_k \, ds' + i_c^2 \Sigma S_i S_k s''$$

auf Grund der Abb. 6 zu:

$$(1)\quad E J_c \delta_{mm} = \frac{a^2}{12}\left(a'_{m-1} + 3a'_m + a'_{m+1}\right) + \frac{i_c^2}{4}\left(a''_{m-1} + a''_{m+1} + 2s''_{m-1} + 2s''_m + 2f''_m + 2f''_{m+1}\right)$$

$$(2)\quad \begin{cases} E J_c \delta_{m,m+1} = \frac{a^2}{8}\left(a'_m + a'_{m+1}\right) - \frac{i_c^2}{2}\left(s''_m + f''_{m+1}\right) \\ E J_c \delta_{m,m-1} = \frac{a^2}{8}\left(a'_{m-1} + a'_m\right) - \frac{i_c^2}{2}\left(s''_{m-1} + f''_m\right) \end{cases}$$

$$(3)\quad \begin{cases} E J_c \delta_{m,m+2} = \frac{a^2}{24} \cdot a'_{m+1} + \frac{i_c^2}{4} \cdot a''_{m+1} \\ E J_c \delta_{m,m-2} = \frac{a^2}{24} \cdot a'_{m-1} + \frac{i_c^2}{4} \cdot a''_{m-1}. \end{cases}$$

Der Einfluß der Querkräfte ist wegen seiner Geringfügigkeit vernachlässigt worden.

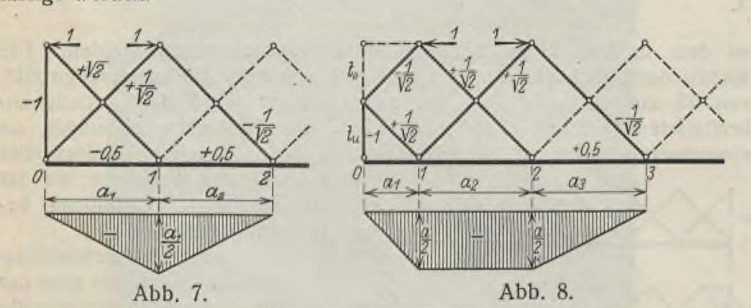


Abb. 7. Abb. 8.

Für ein Trägerende nach Abb. 4a ergibt sich sinngemäß (Abb. 7):

$$(4)\quad \begin{cases} E J_c \delta_{11} = \frac{a^2}{12}(a_1' + a_2') + \frac{i_c^2}{4}(a_1'' + a_2'' + 2s_1'' + 2f_1'' + 2f_2'' + 4t'') \\ E J_c \delta_{12} = \frac{a^2}{24}(2a_1' + 3a_2') - \frac{i_c^2}{4}(a_1'' + 2s_1'' + 2f_2'') \\ E J_c \delta_{13} \text{ wie Gl. 3.} \end{cases}$$

[1]) Die Berechnung von Fachwerken mit einer steifen Gurtung ist sehr ausführlich in Worch, Die Berechnung von Fachwerkkranträgern mit biegungsfestem Obergurt, Verlag R. Oldenbourg, 1928, untersucht worden, jedoch unter Beschränkung auf Dreieckfachwerke.

Ist der Träger ausgebildet wie in Abb. 4b, so erhält man aus Abb. 8:

$$(5)\quad \begin{cases} E J_c \delta_{22} = \frac{a^2}{12}(a_1' + 3a_2' + a_3') + \frac{i_c^2}{4}(a_3'' + 2s_1'' + 2s_2'' + 2f_1'' + 2f_2'' + 2f_3'' + 4t_u''). \\ E J_c \delta_{23} \text{ wie Gl. 2,} \\ E J_c \delta_{24} \text{ wie Gl. 3.} \end{cases}$$

Für den Zustand, bei dem die Kraft des Mittelpfostens $X_z = -1$ gesetzt wird, erhält man nach Abb. 9:

$$(6)\quad \begin{cases} E J_c \delta_{22} = \frac{a^2}{6} \cdot a_m' + \frac{i_c^2}{2}(a_m'' + 2s_m'') \\ \left.\begin{array}{l} E J_c \delta_{mz} \\ E J_c \delta_{m+1,z} \end{array}\right\} = -\frac{5}{24} \cdot a^2 a_m' - \frac{i_c^2}{4} \cdot a_m'' \\ \left.\begin{array}{l} E J_c \delta_{m-1,z} \\ E J_c \delta_{m+2,z} \end{array}\right\} = -\frac{a^2}{24} \cdot a_m' - \frac{i_c^2}{4} \cdot a_m''. \end{cases}$$

Für die Ermittlung der Belastungsglieder der Gleichungen, also der von der Belastung abhängigen Vorzahlen

$$E J_c \delta_{mi} = \int M_{om} M_i \, ds' + i_c^2 \Sigma S_{om} S_i s''$$

ist der Zustand $X = 0$ zu betrachten. Hat man zweckmäßig als steife Gurtung die Lastgurtung gewählt, so bleiben die Fachwerkstäbe sämtlich spannungslos. Daher verschwindet das zweite Glied der eben genannten Gleichung, und zur Errechnung der Belastungsglieder ist lediglich das erste Integral zu bilden, in dem die Werte M_{om} einfache Balkenmomente sind.

In allen Fällen ergibt sich ein Gleichungssystem, wie es schematisch in Abb. 10 dargestellt ist. Die Auflösung solcher Gleichungen bietet keine

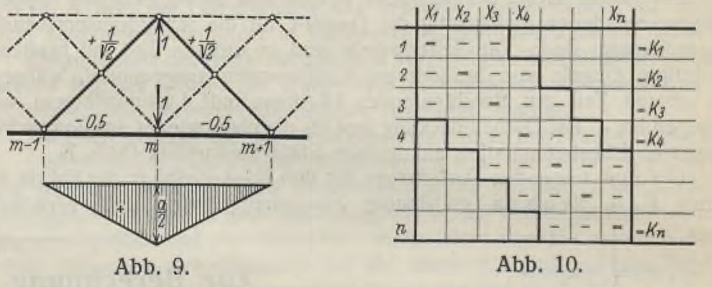


Abb. 9. Abb. 10.

Schwierigkeiten, da sie nach den bekannten Verfahren zur Auflösung 5gliedriger Gleichungen vor sich gehen kann. Als Ergebnis der Auflösung erhält man die Stabkräfte der unbelasteten Gurtung. Alle übrigen Stabkräfte ergeben sich aus:

$$S = -(S_1 X_1 + S_2 X_2 + \ldots S_n X_n).$$

Die Ermittlung dieser Größen kann bei Anordnung der Rechnung in einer Tafel sehr schnell durchgeführt werden.

Für die weitaus meisten Fälle der Praxis ist mit der gezeigten Ermittlung der Stabkräfte die statische Untersuchung abgeschlossen. Ist jedoch darüber hinaus noch die Kenntnis der Biegelinie, der ganz genauen Größe der Stabkräfte sowie der Größe der Nebenspannungen erwünscht, so ist folgender Weg einzuschlagen.

Unter Verwendung der nach dem geschilderten Verfahren ermittelten Stabkräfte kann man an Hand eines Verschiebungsplanes oder mittels der elastischen Gewichte die Biegelinie für beide Gurtungen bestimmen. Aus den Biegelinien können die Stabdrehwinkel für alle Stäbe entnommen werden. Diese stimmen hinreichend mit den wirklichen Stabdrehwinkeln des vollkommen steifknotigen Systems überein, so daß ihre Verwendung bei einem der bekannten Näherungsverfahren zur Berechnung der Nebenspannungen von Fachwerken (z. B. dem Mohrschen Verfahren) bewirkt daß diese Verfahren konvergieren, und zwar schon in erster Näherung hinreichend genaue Ergebnisse liefern. Man erhält damit alle Stabendmomente und die verbesserten Stabkräfte. Eine Wiederholung der Untersuchung mit den verbesserten Stabkräften würde dann nur noch eine unbedeutende Änderung der statischen Größen des Systems liefern und damit zeigen, daß man nunmehr zu genauen Werten gelangt ist.

Auszug aus den Ergebnissen eines Zahlenbeispiels.

Wegen der Beschränkung des zur Verfügung stehenden Raumes ist es nicht möglich, die Durchführung eines Zahlenbeispiels vollständig wiederzugeben. Deshalb sollen nur einige Zahlen mitgeteilt werden, in denen der Unterschied in den Ergebnissen des bisher für richtig gehaltenen Näherungsverfahrens (Betrachtung des Tragwerkes als Fachwerk) und der geschilderten Betrachtungsweise deutlich zutage tritt, und in denen sich die praktische Bedeutung dieses leicht zu handhabenden Verfahrens zeigt. Untersucht wurde das in Abb. 11 dargestellte Tragwerk. Bei symmetrischer bzw. antisymmetrischer Belastung, worauf sich eine beliebige Belastung immer durch Belastungsumordnung zurückführen läßt, sind hier nur vier

Tafel 1.

Je eine Last von 0,5 t im Punkte 2 und $\overline{2}$.
Stabkräfte in kg.

	Stab	S_0	N[1])	S
Untergurt	a_1	0	+ 4	0
	a_2	+ 500	+ 399	+ 437
	a_3	+ 500	+ 648	+ 617
	a_4	+ 1000	+ 773	+ 828
Obergurt	b_1	0	— 7	0
	b_2	— 500	— 566	— 555
	b_3	— 1000	— 833	— 874
	b_4	— 500	— 709	— 678
Schrägstäbe fallend	f_1	+ 354	+ 322	+ 391
	f_2	+ 354	+ 458	+ 391
	f_3	+ 354	+ 140	+ 225
	f_4	— 354	— 45	— 138
Schrägstäbe steigend	s_1	— 354	— 353	— 391
	s_2	— 354	— 227	— 225
	s_3	+ 354	+ 124	+ 138
	s_4	— 354	— 45	— 73
	t_u	— 500	— 517	— 555
	t_o	0	— 28	0
	z	+ 500	+ 13	+ 104

Tafel 2.

Eine Last von 1,0 t im Punkte 2.
Stabkräfte in kg.

	Stab	S_0	N[1])	S
Untergurt	a_1	0	+ 19	0
	a_2	+ 786	+ 592	+ 661
	a_3	+ 571	+ 869	+ 797
	a_4	+ 1357	+ 926	+ 1061
Obergurt	b_1	0	+ 7	0
	b_2	— 786	— 920	— 897
	b_3	— 1571	— 1248	— 1322
	b_4	— 357	— 764	— 695
Schrägstäbe fallend	f_1	+ 556	+ 493	+ 632
	f_2	+ 556	+ 767	+ 632
	f_3	+ 556	+ 132	+ 300
	f_4	— 859	— 264	— 442
Schrägstäbe steigend	s_1	— 556	— 573	— 632
	s_2	— 556	— 310	— 300
	s_3	+ 859	+ 409	+ 442
	s_4	— 556	+ 30	0
	t_u	— 786	— 820	— 897
	t_o	0	— 52	0
	z	+ 500	+ 13	+ 104

bzw. drei Unbekannte vorhanden, so daß die Rechnung nicht zeitraubender ist als auch bei anderen statisch unbestimmten Tragwerken. In den Tafeln 1 und 2 sind die Stabkräfte S_o (Ergebnisse der genauen Durchrechnung als Gelenkfachwerk), die Stabkräfte N (Ergebnisse der genauen Durchrechnung als 72fach statisch unbestimmtes Rahmentragwerk) und die Stabkräfte S (mit dem hier geschilderten Rechnungsgang gefunden) gegenübergestellt[2]).

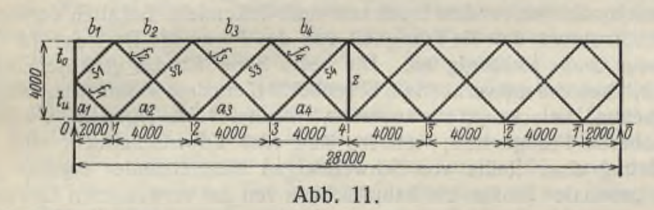


Abb. 11.

Die in den Tafeln enthaltenen Zahlenwerte machen auf zwei wichtige Tatsachen aufmerksam. Man erkennt, daß man mit den üblichen Berechnungsverfahren schon deshalb nicht arbeiten darf, weil zahlreiche Stäbe danach zu günstig bemessen werden (z. B. Tafel II Obergurtstab b_4). Außerdem aber erkennt man, daß durch das geschilderte verhältnismäßig einfache Näherungsverfahren schon brauchbare Ergebnisse erzielt werden können.

[1]) Für die Schrägstäbe ergeben sich bei strenger Untersuchung zwei verschiedene Stabkräfte für die beiden Stabteile oberhalb und unterhalb des Kreuzungspunktes. Die Unterschiede beider Werte sind jedoch gering. Hier wurde daher nur der Mittelwert angegeben.

[2]) Die Werte N wurden entnommen aus Christiani: Strenge Untersuchungen am Rhombenfachwerk. Berlin 1929. Verlag Julius Springer.

Sicherheit und Kontrolle von Schweißverbindungen für Stahlkonstruktionen.

Alle Rechte vorbehalten.

Eindrücke von einer Studienreise nach Belgien.

Von Dipl.-Ing. **R. Cajar,** Magistratsbaurat bei der Baupolizei, Berlin.

Man muß noch immer ins Ausland reisen, wenn man Ausführungen größeren Umfangs von geschweißten Stahlkonstruktionen sehen will. Deutschland befindet sich auf diesem Gebiet im Rückstand. Diese Beobachtung drängt sich zunächst auf, wenn man nach Belgien kommt und sieht, bis zu welchem Grade der Vervollkommnung dieses Verfahren dort schon gediehen ist. Auf Schritt und Tritt begegnet man Stahlbauten wie Hallenbauten, Leitungsmasten, Antennentürmen u. a., die nicht mehr, wie bisher üblich, genietet, sondern mittels des elektrischen Lichtbogens geschweißt sind. Man hat den Eindruck, daß man hier bereits aus dem Versuchsstadium heraus ist und daß man dem neuen Verfahren großes Vertrauen hinsichtlich seiner Sicherheit schenkt. Gleichzeitig ist die weite Verbreitung seiner Anwendung ein Beweis für seine wirtschaftlichen Vorteile. Den Verfasser interessierte natürlich vor allem die Sicherheit, und über diese sowie über einige Kontrollmöglichkeiten soll im folgenden hauptsächlich gesprochen werden.

Zunächst: Wie wird die Sicherheit erreicht und wie wird sie gewährleistet? Hier spielen zwei Hauptfaktoren eine maßgebende Rolle, einmal die Ausführung der Schweißung selbst und dann das verwendete Material.

Eine gute Schweißung erfordert vom Ausführenden außer einigen persönlichen, unumgänglich notwendigen Eigenschaften, wie gute Augen, sichere Hand und ein gewisses Maß von Intelligenz, bestimmte Kenntnisse und Handfertigkeiten, die in einem besonderen Lehrgang erworben werden müssen. Der Schweißarbeiter muß zunächst von sich aus die Überzeugung haben, daß seine Schweißung die nötige Sicherheit bietet. Weiter muß die Werkstatt, die die Ausführung von Schweißungen übernommen hat, einen Stamm solcher handwerklich ausgebildeter Schweißarbeiter besitzen, der die Gewähr bietet, daß nur einwandfreie Arbeit geliefert wird. Je weiter hier die Spezialisierung getrieben wird, desto besser. Insbesondere sind die Gasschmelzschweißer von den Lichtbogenschweißern scharf zu trennen. Ein guter Gasschmelzschweißer ist bei weitem noch nicht in der Lage, eine gute Lichtbogenschweißung auszuführen und umgekehrt. Aber auch bei der Lichtbogenschweißung selbst sind noch weitere Arbeitsteilungen möglich, je nach dem zu schweißenden Material und den verwendeten Elektroden. Die Ausbildung der Schweißer geschieht gegenwärtig in besonderen Lehrwerkstätten, in Berlin bei den Lehr- und Versuchswerkstätten für Schweißtechnik des Verbandes für autogene Metallbearbeitung. Außerdem haben die meisten Hochschulen eigene Schweißlaboratorien eingerichtet, die zunächst für die Studierenden gedacht sind, in denen aber auch für außerhalb der Hochschule stehende Berufsgruppen Lehrkurse abgehalten werden. Auch die Reichsbahn hat ihre besondere Schweißlehrwerkstatt. In Belgien besitzt die Elektrodenfabrik La Soudure Électrique Autogène, Brüssel, und in Aachen die Arcos-Gesellschaft für Schweißtechnik eigene Schweißlehrwerkstätten. Später, wenn die Stahlkonstruktionsfirmen erst eigene Schweißwerkstätten eingerichtet und sich einen Stamm fertiger Schweißmeister herangebildet haben, werden sie auch dort Lehrlinge einstellen können.

Der zweite, für die Sicherheit einer Schweißverbindung maßgebende Faktor ist das Material. Das Ideal wäre erreicht, wenn das aufgebrachte Schweißmetall die gleichen Eigenschaften hätte wie die zu verbindenden Teile. Es wird aber jedem von vornherein einleuchten, daß beim Schweißvorgang selbst, bei der hohen dabei auftretenden Temperatur (etwa 3000°), irgendwelche physikalischen bzw. metallurgischen Veränderungen unvermeidlich sind, die auf die Elastizitäts- und Festigkeitseigenschaften des Stahles irgendwie von Einfluß sind. So hat man gefunden, daß sich mit gewöhnlichen blanken Elektroden aus handelsüblichem Baustahl Schweißungen von unter Umständen zwar sehr hoher Festigkeit, aber außerordentlich geringer Dehnung ergeben. Ein sehr hartes, aber auch sehr sprödes Material wird dabei abgelagert. Derartige Verbindungen können aber für Stahlkonstruktionen nicht in Frage kommen. Die Ursache der Verhärtung des Schweißmaterials sieht man in dem Zutritt des Luftsauerstoffs zu dem geschmolzenen Stahl. Die Tatsache, daß blanke Elektroden beim Verschweißen keine

Schlacke absetzen, hat man vielfach als Vorteil angesehen. Gewiß ist die Schlacke eine nicht angenehme Beigabe, aber sie hat andererseits den großen Vorzug, daß sie den Zutritt des Sauerstoffs zum schmelzflüssigen Stahl verhindert. Man verbessert also die Schweißung, wenn man den Elektroden schlackebildende Bestandteile zusetzt. Die Gefahr, daß die Schweißverbindung nach dem Erkalten Schlackeneinschlüsse aufweist, ist nur bei ungenügender Aufmerksamkeit des Schweißers gegeben. Bei jeder normal ausgeführten Schweißung bleibt die Schlacke an der Oberfläche und kann, wenn erforderlich, nach dem Erkalten leicht abgeklopft werden. Neuere Versuche der Arcos-Gesellschaft haben aber ergeben, daß dieses Abklopfen beim Auftragen mehrerer Schweißraupen übereinander nicht einmal nötig ist, da beim Auftragen der neuen Raupe die Schlacke der darunterliegenden wieder zum Fließen gebracht werden kann, so daß auch sie wieder an der Oberfläche der neuen Schweiße erscheint. Nun entsteht reichliche Schlackenbildung nur bei den sogenannten „umhüllten" Elektroden. Bei diesen bildet sich außerdem um den Lichtbogen eine Gashülle, die schon hier den Zutritt schädlicher Gase, also vor allem des Sauerstoffs verhindert. Die „umhüllte" Elektrode dürfte also vor allem für die Verbindungschweißung von Stahlkonstruktionen in Betracht kommen, trotz des höheren Preises gegenüber der blanken Elektrode.

Die belgische Firma La Soudure Électrique Autogène in Brüssel, die der Verfasser besucht hat, ist jedenfalls auf Grund langjähriger praktischer Erfahrungen und Versuche, die in Gemeinschaft mit dem unter Leitung von Professor Dustin stehenden Festigkeitslaboratorium der Polytechnischen Schule der Universität Brüssel durchgeführt wurden, zu dem Ergebnis gekommen, daß für Verbindungschweißungen hochbeanspruchter Stahlkonstruktionen nur die umhüllte Elektrode geeignet ist. Hierzu kommt, daß die Handhabung der umhüllten gegenüber derjenigen der blanken Elektrode erheblich leichter ist, so daß mit ihr schon von Schweißern durchschnittlicher Qualität normale, durchaus brauchbare Schweißverbindungen hergestellt werden können. Dies ist ein Moment, das zur allgemeinen Sicherheit der Schweißverbindungen überhaupt sehr wesentlich beiträgt. Man wird sich erinnern, daß man früher auch den auf Baustellen von Hand geschlagenen Nieten keine so große Festigkeit zutraute wie den in der Werkstatt hergestellten. Erst die neueren Verfahren der Maschinennietung mit Druckluft haben das Vertrauen wiederhergestellt, so daß man heute keinen Unterschied mehr zwischen Werkstätten- und Baustellennieten macht. Dieses Ziel muß bei den Schweißverbindungen ebenfalls erreicht werden. Man darf in Zukunft nicht mehr von der besonderen Qualität des Schweißers abhängig sein. Jeder, der eine gewisse Lehrzeit mit Erfolg durchgemacht hat, muß imstande sein, die Bedingungen zu erfüllen, die an eine normale Schweißung gestellt werden. Die Firma La Soudure Él. Aut. und die nach gleichen Grundsätzen arbeitende Arcos-Gesellschaft in Aachen glaubt dieses Ziel mit ihren Elektroden erreicht zu haben. Als Beweis können die zahlreichen mit diesen Elektroden ausgeführten Konstruktionen dienen, bei denen sich irgendein nachteiliges Verhalten der Schweißverbindungen bisher nicht gezeigt hat.

Unterstützt werden diese Bestrebungen durch die zahlreichen Versuche von Professor Dustin. In seinem Bericht über „die Verbindung von Profileisen durch Schweißung", den Professor Dustin zu Anfang des Jahres 1929 in Brüssel bei der Belgischen Gesellschaft für Materialuntersuchung und Prüfung erstattete, stellt er ausdrücklich fest, daß die Versuche mit blanken Elektroden mit den Jahren 1924/25 als abgeschlossen gelten können, und daß dieses Verfahren durch die Schweißung mit umhüllten Elektroden als überholt angesehen werden kann. Demzufolge stellt er seine Versuche bereits in den Jahren 1925/26 nur noch mit diesen umhüllten Elektroden an. In dieser Zeit hat er mehr als 300 Zerreißversuche ausgeführt und annähernd 200 Dünnschliffe angefertigt und ist ungefähr zu folgenden Schlüssen gekommen: Vor allem haben die Versuche die überragende Bedeutung der Wahl einer guten Elektrode gezeigt. Das Material einer guten Elektrode von geeigneter Qualität verhält sich bei den Versuchen wie ein guter Flußstahl. Die Ergebnisse zeichnen sich durch große Regelmäßigkeit aus. Daraus folgt, daß man die Abmessungen der Schweißverbindungen mit ausreichender Sicherheit berechnen kann. Durch die Schweißung wird das geschmolzene Metall selbst nicht verändert, wenigstens was den Flußstahl betrifft. Ein Ausglühen der Schweißung hat keinen Zweck. Die bei dieser Versuchsreihe angestellten Ermüdungsversuche hatten kein befriedigendes Ergebnis, sie wurden daher im Jahre 1927 nach einem verbesserten Verfahren wiederholt. Die Ergebnisse waren wiederum sehr regelmäßig und lassen sich wie folgt zusammenfassen: Die mit guten umhüllten Elektroden ausgeführten Schweißungen haben eine Ermüdungsgrenze, die nicht sehr hoch, aber genügend scharf abgegrenzt ist. „Nicht sehr hoch" soll heißen, daß sie etwa 10% niedriger war, als die Werte, die bei amerikanischen Versuchen mit guten Stahlgußsorten gefunden wurden. „Genügend scharf abgegrenzt" soll heißen, daß eine Wechselspannung besteht, die nur um ein geringes, beispielsweise um 1 kg/mm² erniedrigt zu werden braucht, um eine praktisch unbegrenzte Widerstandsfähigkeit zu erhalten.

In den Jahren 1926/27 wurden Elemente von Schweißverbindungen untersucht. Alle Schweißverbindungen lassen sich auf zwei Elemente zurückführen: 1. Stumpfschweißungen, 2. Kehlschweißungen, die in dem rechten Winkel angebracht werden, den die zu verbindenden Stücke miteinander bilden. Die Stumpfschweißungen können durch die Erfahrungen bei Kesselschweißungen als erledigt angesehen werden. Es ist ohne weiteres möglich, ihnen eine Festigkeit zu geben, welche der Festigkeit der zu vereinigenden Bleche gleichkommt. Es bleiben also nur die Kehlschweißungen zu untersuchen. Diese kann man wiederum zu zwei Unterelementen zusammenfassen: 1. Stirnnähte (Abb. 1 u. 2), 2. Flankennähte (Abb. 3). Mit diesen Nähten wurden mehr als 200 systematisch durchgeführte Versuche angestellt, wobei das Hauptaugenmerk auf die Beanspruchung, die Formänderung und den Bruch der Nähte gerichtet wurde. Die Kehlschweißungen haben

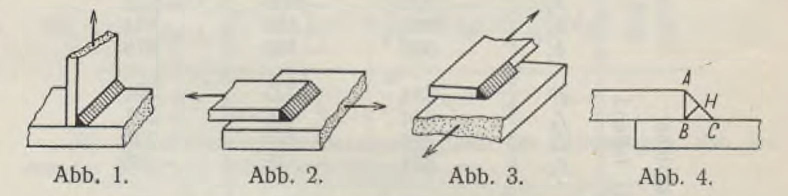


Abb. 1. Abb. 2. Abb. 3. Abb. 4.

im allgemeinen eine Querschnittform, die sich dem Dreieck annähert (Abb. 4). Sowohl bei den Stirnnähten als auch bei den Flankennähten ist als Bruchquerschnitt ein Schnitt längs des Lotes BH anzusehen, mit dem Unterschied, daß dieser Querschnitt bei den Stirnnähten auf Zug, bei den Flankennähten dagegen auf Abscherung beansprucht wird, und daß die Spannung sich im ersteren Falle gleichmäßig, im letzteren ungleichmäßig (von innen nach außen abnehmend) verteilt. Ein weiterer Unterschied zwischen beiden Elementen besteht darin, daß die Formänderungsarbeit bei der Stirnnaht sehr gering, bei der Flankennaht dagegen sehr bedeutend ist. Die Stirnnaht bricht fast ohne vorherige Formänderung, während die Flankennaht sich vor dem Bruch sehr stark deformiert. Bei allen Versuchen hat sich erwiesen, daß die Festigkeit von der Form des Dreiecks ABC in gewissem Grade abhängig ist. Die beste Form ist das gleichschenklige Dreieck. Dreiecke mit verkürztem Schenkel BC ergaben wesentlich geringere Festigkeiten, Dreiecke mit verlängertem Schenkel BC dagegen keine wesentlich höheren Festigkeiten; letztere sind also unwirtschaftlich. Bei der Ausführung einer Reihe von Schweißungen hintereinander ergaben sich sogen. „normale" Profile, die hauptsächlich von der verwendeten Elektrode, bis zu einem gewissen Grade von der Blechstärke der Werkstücke und fast gar nicht vom Schweißer selbst abhingen. Diese „normalen" Profile sind bei mittleren Blechstärken ein gleichschenkliges Dreieck mit ebener Hypotenuse, die bei den dünneren Blechen eine leicht konvexe und bei dickeren eine leicht konkave Form annimmt. Das Vorhandensein eines solchen „Normalprofils" trägt wesentlich zur Erleichterung der Berechnung der Schweißverbindungen bei. Den Versuchen wurde ein und dieselbe Elektrode zugrunde gelegt, um für die einzelnen Elemente Vergleichsmöglichkeiten zu erhalten. Die Versuchsstücke hatten die in Abb. 5 u. 6 dargestellte Form. Durch ihre symmetrische Anordnung werden Biegungs-

Abb. 5.

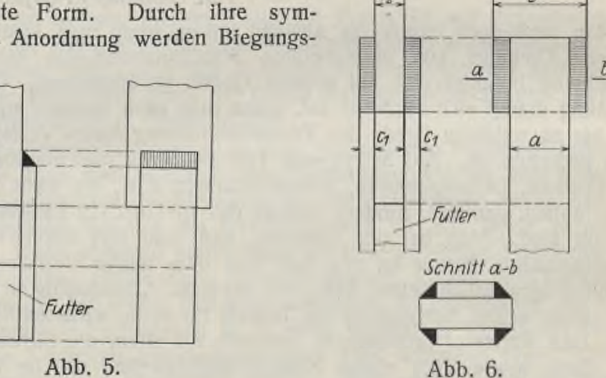


Abb. 6.

beanspruchungen vermieden. Die mehr als 200 Probestücke wurden von sechs Schweißern hergestellt, wobei Sorge getragen wurde, daß bei ein und derselben Serie verschiedene Arbeiter tätig waren, um den Einfluß des persönlichen Faktors festzustellen. Die Schweißnähte wurden auf genaue Länge gefräst, im Querschnitt jedoch unbearbeitet gelassen. Die Blechstärke variierte von 5 bis 15 mm. Die Versuche ergaben eine durchaus zufriedenstellende Regelmäßigkeit und das fast völlige Verschwinden des persönlichen Faktors. Für die Berechnung von Schweißverbindungen für Stahlkonstruktionen ergaben sich folgende Regeln: 1. Das aufgetragene Schweißmetall soll aus Flußstahl von 38 bis 40 kg/mm² Bruchfestigkeit und 15 bis 20% Dehnung bestehen. 2. Das „natürliche" oder „normale" Profil der Naht soll entweder eine ebene oder leicht konvexe, niemals aber eine beliebig konkave Hypotenuse haben. 3. Sind die Bedingungen unter 1. und 2. erfüllt, so kann man mit Sicherheit darauf rechnen, daß eine Stirnnaht eine Bruchlast von 2,6 t/cm² bezogen auf den Flächeninhalt des unmittelbar mit der Schweißnaht in Berührung stehenden Teils des

Probestückes aufnimmt[1]). Da der für die Probestücke verwendete Stahl eine Bruchfestigkeit von 40 kg/mm² hatte, so kann man auch sagen, daß die Festigkeit einer Stirnnaht ungefähr 65% oder 2/3 der Festigkeit des mit der Schweißnaht unmittelbar in Berührung stehenden Teiles des Probestückes beträgt. Unter den gleichen Bedingungen ergibt sich für die Flankennaht eine Bruchlast von 2 bis 1,6 t/cm²[2]) oder 50 bis 40% der Festigkeit des mit der Naht unmittelbar in Berührung stehenden Teils des Probestückes. Hat man nur statische Belastungen aufzunehmen, so ist die Stirnnaht von Vorteil. Bei dynamischen Beanspruchungen ist die Flankennaht vorzuziehen.

Zur Bestätigung obiger Regeln wurden in der zweiten Hälfte des Jahres 1927 Versuche mit handelsüblichen Profilen angestellt. L-, ⊥- und U-Profile von etwa 1 m Länge wurden paarweise auf starke Verbindungsbleche mittels Stirn- bzw. Flankennaht geschweißt. Bekanntlich treten bei allen Profilanschlüssen Nebenspannungen auf, die die Gesamtfestigkeit des Profils bezogen auf den vollen Querschnitt herabsetzen. Bei den Nietverbindungen ist es der Querschnittsverlust durch die Nietlöcher und die Nebenspannungen infolge Exzentrizität des Anschlusses. Man kann also von einem Wirkungsgrad des Anschlusses sprechen. Die Versuche haben ergeben, daß der Wirkungsgrad der Schweißverbindungen bei den ⊥- und U-Profilen praktisch gleich 100%, bei den L-Profilen gleich 90% gesetzt werden kann. Bei der Schweißung der Nähte für die Profile ergab sich die Schwierigkeit, daß man für die Stärke der Naht nicht wie bei den Probestücken Abb. 1, 2 u. 3 durch die Blechstärke von vornherein einen Anhalt für die Stärke der auszuführenden Schweißnaht hat. Man muß also für jede Elektrodensorte besonders durch Probieren feststellen, wieviel Lagen übereinander geschweißt werden müssen, damit der erforderliche Nahtquerschnitt entsteht. Bringt man ausschließlich Flankennähte an, so stimmt bei den L- und U-Profilen die berechnete mit der beobachteten Festigkeit gut überein. Weniger gut ist dies bei den ⊥-Profilen der Fall. Augenscheinlich ist hier die Form des Profils selbst schuld, die eine Überbeanspruchung des innenliegenden Teils der Schweißnaht bewirkt. Man kann sich hier durch eine geringe Verlängerung der Schweißnaht helfen. Eine Kombination von Stirn- und Flankennaht ist verhältnismäßig schwächer. Die Verringerung der Tragfähigkeit ist bei den U-Profilen zwar noch immer unbedeutend, sie erreicht bei den kleinen L-Profilen aber bereits 10% und steigt auf 20% bei den ⊥-Profilen. Die Ursache hierfür liegt in der Differenz der vorhin bereits erwähnten Formänderungsarbeit beider Verbindungen. Die Stirnnaht kann sich nicht in dem Maße ausdehnen wie die Flankennähte, infolgedessen tritt eine Entlastung der letzteren und eine Überlastung der ersteren ein. Die Stirnnaht bricht bereits, ehe die Flankennähte nennenswert beansprucht sind. Auch hier kann man sich durch Verlängerung der Flankennähte oder Verstärkung der Stirnnaht helfen. Versuche mit dynamischen Einwirkungen und wiederholten Belastungen hatten das Ergebnis, daß die nach den obigen Regeln für statische Belastungen bemessenen Schweißnähte hinsichtlich ihrer Festigkeit dem Werkstück selbst in fast allen Fällen überlegen waren. Druckstäbe sind so zu berechnen, als ob sie mit Gelenken angeschlossen sind. Mit einer Einspannung kann ebenso wie bei den genieteten Knotenpunkten nicht gerechnet werden.

Gelegentlich des Besuches des Verfassers in Brüssel wurden im Festigkeitslaboratorium der dortigen Polytechnischen Schule eine Reihe von Versuchen angestellt: 1. Zerreißversuche mit Probestücken, nach dem Schema der Abb. 6 ausgebildet, also lediglich mit Flankennähten. Diese Nähte waren so bemessen, daß der Bruch auf jeden Fall in ihnen stattfinden mußte. Die Ergebnisse sind

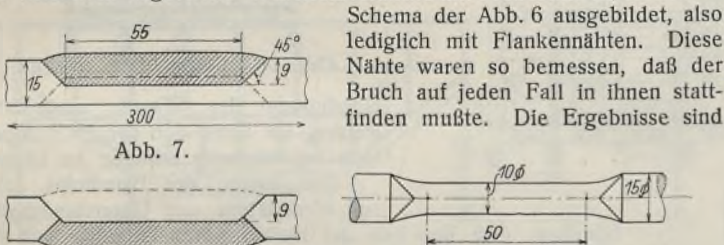


Abb. 7. Abb. 8. Abb. 9.

in Tafel 1 zusammengestellt. Sie zeigen eine gute Übereinstimmung der berechneten und beobachteten Werte und ferner, daß die Spannungen von der Länge der Schweißnaht so gut wie unabhängig sind, was auf eine gleichmäßige Verteilung der Spannungen in der Längsrichtung der Schweißnaht schließen läßt. 2. Zugversuche mit Rundstäben aus Schweißmetall. Ergebnisse siehe Tafel 2. Die Herstellung dieser Rundstäbe ist aus Abb. 7 bis 9 ersichtlich. Ein Stück Kesselblech von 15 mm Stärke und den Abmessungen 300 · 60 mm aus Siemens-Martin-Stahl (38 bis 42 kg/mm²) wird auf einer Seite bis zu einer Tiefe von 9 mm nach Abb. 7 ausgefräst und die Höhlung mit Schweißmetall ausgefüllt. Hierauf wird das Stück umgedreht, auf der gleichen Länge wiederum auf 9 mm ausgefräst (Abb. 8) und mit Schweißmetall ausgefüllt. Schließlich wird das Stück in einer Länge von 50 mm entsprechend Abb. 9 auf 10 mm Durchm. abgedreht, wobei nach den stärkeren Enden zu allmähliche Übergänge hergestellt werden. Verlangt wird eine Dehnung von mindestens 16% und eine Bruchfestigkeit von mindestens 40 kg/mm². Die Versuche haben, wie Tafel 2 zeigt, wesentlich günstigere Resultate ergeben, namentlich hinsichtlich der Dehnung. Sehr anschaulich zeigt sich die Überlegenheit der geschweißten Verbindung gegenüber einer Nietverbindung bei der 3. Versuchsreihe, bei der zwei nach gleichen statischen Grundsätzen berechnete Probestücke einem starken Stoß in der Fallmaschine ausgesetzt wurden. Der geschweißte Probestab brach erst beim zweiten Stoß (50-kg-Gewicht aus 3,20 m Höhe), und zwar nicht in der Schweißnaht, sondern im vollen Material. Der genietete Stab riß sofort beim ersten Stoß im Querschnitt der ersten Nietreihe. Weniger gute Resultate zeitigte die Kerbschlagprobe. Drei Versuchsstücke aus Schweißmetall ergaben im Mittel eine Kerbzähigkeit von etwa 5 kg/cm², während ein Vergleichsstück aus Flußstahl eine Kerbzähigkeit von 10 kg/cm² aufwies. Einwandfreie Ergebnisse hatten jedoch wiederum zwei Biegeproben. Die dazu verwendeten Versuchsstücke sind in Abb. 10 dargestellt. Die 10 mm starken Flachstäbe wurden über einen Dorn von 30 mm Durchmesser um 180° zusammengebogen und zeigten weder Bruchstellen noch Risse, nur nadelstichähnliche Löcher.

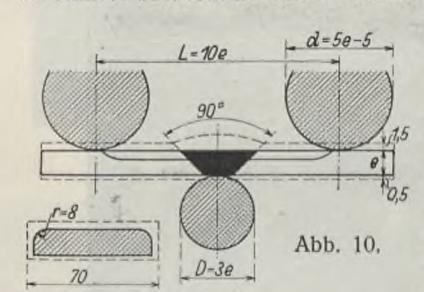


Abb. 10.

Wie kann man nun ausgeführte Schweißungen einwandfrei kontrollieren? Diese Frage interessiert die Aufsichtsbehörde natürlich in höchstem Maße. Abgesehen davon, daß man die Abmessungen der Nähte leicht mittels besonderer Blech- oder Schraubenlehren kontrollieren kann, liegen hier ähnliche Schwierigkeiten vor wie beim Eisenbeton. Hier wie dort spielt die Baustofffrage und seine Verarbeitung eine wesentliche Rolle. Man kann natürlich ähnlich wie man Betonproben entnimmt, auf der Baustelle auch durch den die Schweißungen ausführenden Arbeiter Probeschweißstücke herstellen lassen, die dann in einer amtlichen Materialprüfungsanstalt zerrissen werden. Auch einfache Biegeproben mit Stücken ähnlich wie Abb. 10, die sich sehr schnell herstellen und sofort an Ort und Stelle ausführen lassen, geben unter Umständen schon ein gutes Urteil über die ausgeführten Schweißungen. Die Firma La Soudure Él. Aut. empfiehlt in ihrem „Praktischen Lehrgang für Lichtbogenschweißung" folgendes Verfahren: Zwei Flachstäbe von 5 bis 6 mm Stärke, 7 bis 8 cm Breite und 20 bis 25 cm Länge werden mittels einer V-Schweißung von 70° stumpf geschweißt (Abb. 10), der Schweißwulst wird abgefeilt, und zwar in der Längsrichtung des Stückes, um Querrillen zu vermeiden. Das Probestück wird dann weiter mit der Feile geglättet und die beim Versuch der Dehnung ausgesetzten Ränder werden gut abgerundet (Abb. 10). Nun spannt man das Stück vertikal in einen Schraubstock, und zwar so, daß die Mitte des Stückes sich noch etwa 10 mm oberhalb der Backenkante befindet. Man biegt dann das Flacheisen mit Hilfe eines aufgesetzten Rohrstückes oder in ähnlicher Weise so, als wollte man den Winkel der V-förmigen Schweißung weiter aufbiegen. Das Probestück muß sich zu einer U-Form biegen lassen, ohne daß sich Risse in der Schweißung zeigen. Der innere Radius des U soll ungefähr 20 mm betragen. Es ist sorgfältig darauf zu achten, daß die geschweißte Stelle nach dem Biegen an der richtigen Stelle sitzt (Abb. 11). Biegeproben, die nach dem Biegen so aussehen wie Abb. 12 oder 13, sind vollkommen zwecklos. Selbstverständlich kann man eine schlechte Schweißung auch fast immer am Aussehen erkennen. Allerdings kann man hier nicht wie beim Eisenbeton durch Anstemmen der fertigen Konstruktion die Güte des Materials feststellen. Eine Schweißverbindung kann nicht ohne wesentliche Beeinträchtigung ihrer Tragfähigkeit verletzt werden, während sich bei Eisenbetonkonstruktionen immer Stellen finden lassen, die wenig oder gar nicht beansprucht sind, und infolgedessen ohne weiteres angestemmt werden können. Wie man gute Schweißraupen von schlechten einfach durch den äußeren Anblick unterscheiden kann, ist ebenfalls in dem obenerwähnten „Lehrgang" angegeben. Abb. 14 zeigt bei A eine gute Schweißung. Die Schweißung bei B ist ein Zeichen dafür, daß die Elektrode zu weit vom Werkstück abgehalten wurde und daß infolgedessen der Lichtbogen zu lang war. Eine derartige Schweißung hat keine nennenswerte Festigkeit. Schweißung C zeugt von einer unsicheren Hand, wobei Unterbrechungen des Lichtbogens vorkommen. Bei D zeigt sich die Wirkung eines zu

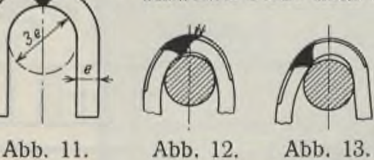


Abb. 11. Abb. 12. Abb. 13.

[1]) Gemeint sind die Flächen AB bzw. BC des Dreiecks in Abb. 4. Bezogen auf den Bruchquerschnitt BH, beträgt die Bruchlast 2,6 : 0,707 = 3,7 t/cm².

[2]) Bzw. 2,7 bis 2,3 t/cm² bezogen auf Querschnitt BH (Scherbeanspruchung!).

schwachen Stromes. Die Schweißung macht hier den Eindruck, als ob die Schweißtropfen auf dem Blech angeklebt sind. Das Gegenteil davon, ein zu starker Strom, ergibt Schweißraupen wie bei *E*. Sie sind dünn, ausgebreitet und ausgehöhlt. Wie aber kann man erkennen, ob eine äußerlich gut aussehende Schweißung auch wirklich alle Bedingungen

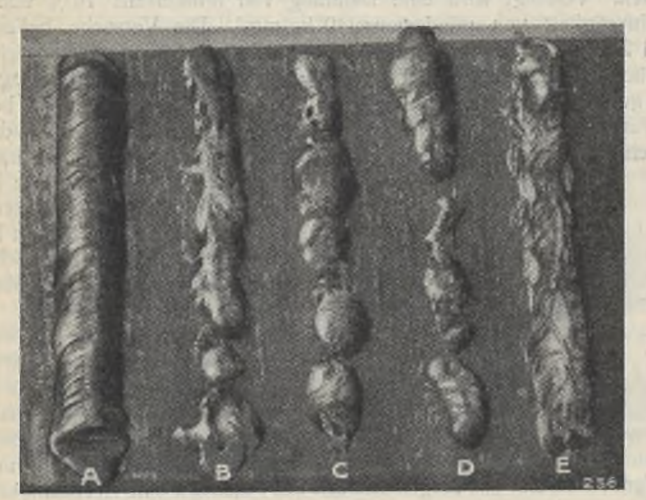


Abb. 14.

erfüllt? Man kann Schweißnähte mittels Röntgenstrahlen untersuchen und auf diese Weise Schlackeneinschlüsse, hohle Stellen und Risse sehr gut erkennen. Dieses Prüfungsverfahren eignet sich jedoch nicht für die Baustelle. Leider gibt es bisher noch kein einwandfreies Verfahren zur unmittelbaren Kontrolle ausgeführter Schweißungen. Das bloße Abklopfen ist vielleicht noch unzuverlässiger als bei den Nietverbindungen, letzten Endes läßt sich die Güte der Verbindung hier wie dort nur durch Zerstörung der Konstruktion feststellen. Prof. Dustin ist zur Zeit mit der Ausarbeitung eines unmittelbaren Kontrollverfahrens beschäftigt. Sollte ein solches gefunden werden, so würde das Zutrauen zu den Schweißverbindungen jedenfalls erheblich wachsen.

Tafel 1. Zugversuche mit Flankennähten.

Nr.	Abmessungen in mm (s. Abb. 6)			Bruchlast			Bemerkungen
	$a \cdot c_1$	$b \cdot c_2$	d	ges. t	in t je lfd. cm berechnet	in t je lfd. cm beobachtet	
1	50 · 5	60 · 10	30	14	0,95 — 1	1,16	Elektrode: Tensend 1020 Nr. 10 d. A.-G. La Soudure El. Aut.
2	50 · 5	61 . 10	45	18,65		1,035	
3	50 · 5	60 . 10	30	13,3		1,11	
4	60 · 10,5	80 · 15	30	20,6	1,7 — 1,8	1,715	
5	60 · 10	81 · 15	45	32,3		1,79	
6	50 · 15	78,5 · 20	30	29,3	2,4 — 2,5	2,44	
7	50 · 15	78,5 · 20	45	44,7		2,48	

Tafel 2. Rundstab aus Schweißmetall.

Nr.	∅	Meß-länge	Elast.-Grenze		Bruchlast		Dehnung
	in mm	in mm	t	kg/mm²	t	kg/mm²	
3	10	50	2,95	37,6	3,36	43	26%
2	10	50	3,15 (?)	?	3,31	42,3	30%
1	10	50	2,8	35,6	3,30	42,0	22%

Autobus-Halle der Stadt Wiesbaden.

Alle Rechte vorbehalten.

Nach Mitteilungen der **M. A. N.**, Gustavsburg.

An Stelle der Übernahme der elektrischen Straßenbahnen in städtische Verwaltung entschloß sich Wiesbaden nach sorgfältigen Erwägungen, den Verkehr, hauptsächlich in der inneren Badestadt, durch Auto-Omnibusse zu vermitteln. Es wurde beschlossen, einen entsprechenden Wagenpark und die für einen derartigen Betrieb nötigen Anlagen zu schaffen. Ein Auto-Bahnhof mußte vor allem den Autos Einstellungsmöglichkeit geben, schnellen und reibungslosen Wagenverkehr sichern und mit Einrichtungen zur Reinigung und Überholung der Wagen ausgestattet werden, um somit den ganzen Fuhrpark stets betriebsfertig erhalten zu können.

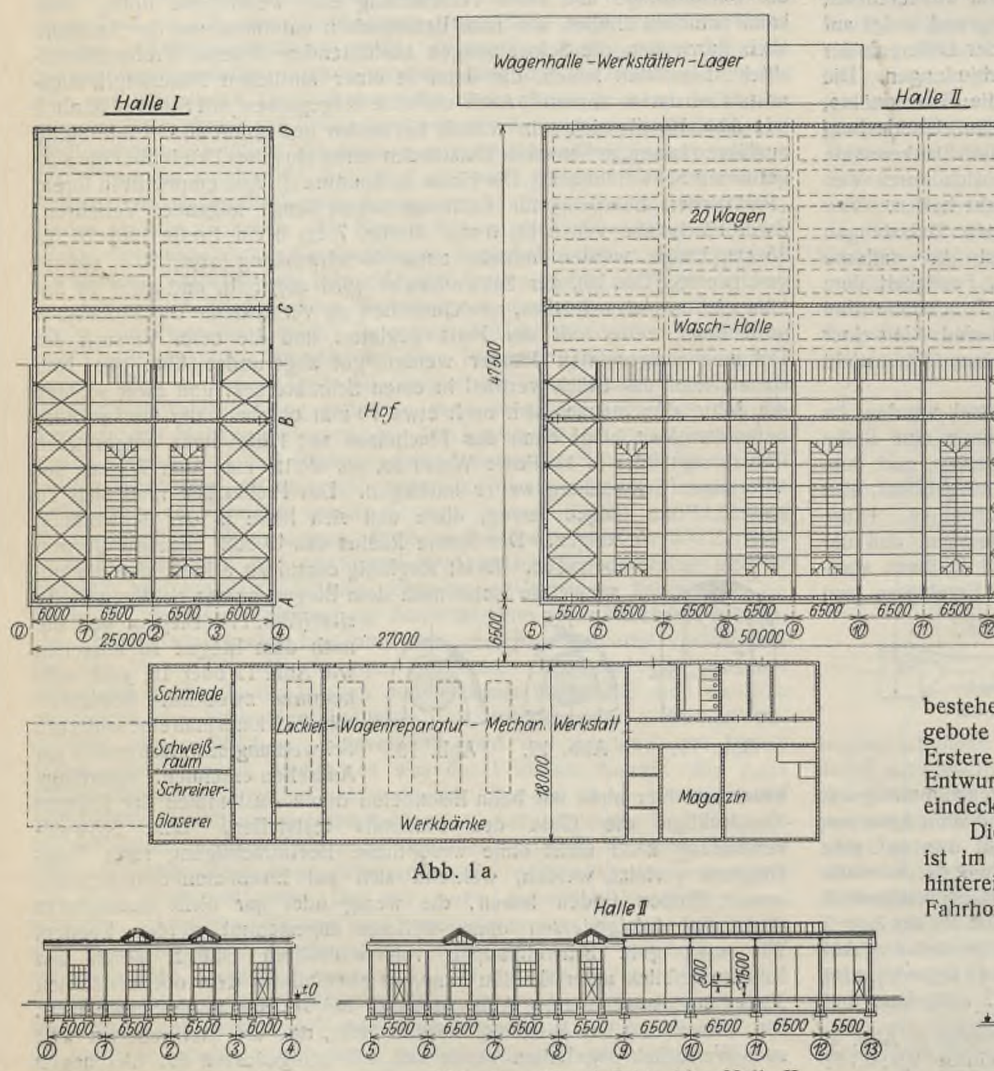


Abb. 1a.

Abb. 1b. Wand 1 bis 4. Halle I.

Abb. 1c. Wand 5 bis 13. Halle II. (Links Ansicht, rechts Schnitt.)

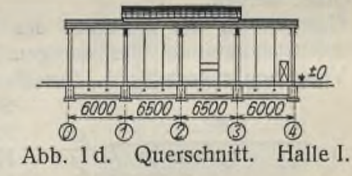


Abb. 1d. Querschnitt. Halle I.

Die Anlage des Bahnhofes sollte aus Werkstätten und Unterstandshallen bestehen. Für den Bau der Hallen waren Entwürfe und Angebote in Eisenbeton und in Stahlkonstruktion eingereicht. Erstere in tonnenähnlichem Schalendach. Bevorzugt wurde der Entwurf der M. A. N. in Stahlkonstruktion mit Bimsplatteneindeckung. Der M. A. N. wurde daher der Auftrag erteilt.

Die im April 1929 betriebsfertig ausgeführte Hallen-Anlage ist im Grundriß der Abb. 1 ersichtlich und besteht aus zwei hintereinanderliegenden Gebäuden, mit dazwischenliegendem Fahrhof. Das An- und Abfahrtgelände ist so bemessen, daß

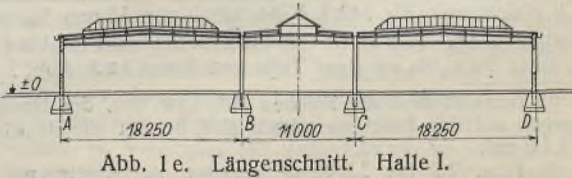
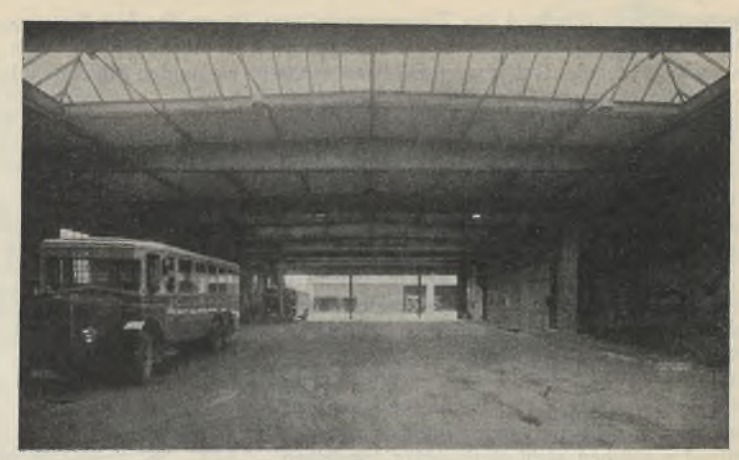


Abb. 1e. Längenschnitt. Halle I.

Abb. 1a bis e. Gesamtgrundriß und Schnitte.


Abb. 2.


Abb. 3.

auf der den Hallen gegenüberliegenden Seite die gleichen oder auch noch größere Hallen erstellt werden können. Die Reparatur-Werkstätten wurden in einem Längsbau untergebracht, der vom Fahrhof aus erreicht wird. Die Hallen sind dreischiffig ausgeführt, und zwar dienen die beiden Seitenschiffe von 18 m Stützweite zur Durchfahrt und zum Aufstellen der Omnibusse, während das Mittelschiff von 11 m Stützweite als Waschhalle dient und mit allen neuesten Einrichtungen zweckdienlich ausgerüstet wurde. Die allgemeine Anordnung der Hallen ist aus den beigegebenen Abb. 2 bis 4 erkenntlich. Das flache Beton-Plattendach wird von vollwandigen Bindern getragen. Die Belichtung erfolgt durch reichlich angeordnete Oberlichter. Die Längswände sind in Stahlfachwerk ausgeführt, dessen Stützen einbetoniert wurden und die alle Wind- und Seitenkräfte aufnehmen, so daß keinerlei Schrägstreben nötig wurden, die dem Wagenverkehr hätten hinderlich werden können.


Abb. 4.

Die Giebelseiten der Hallen werden in ganzer Breite durch Rolltore geschlossen, die in den Seitenhallen bis zu 6,5 m breit sind. Alle Tore haben Einzelantrieb und werden mittels Elektromotoren bewegt. Diese Anordnung ermöglicht schnelles Öffnen und Schließen jedes einzelnen Tores, was besonders im Winter, wenn die Hallen geheizt werden müssen, wertvoll ist. Den Rolltoren wurde der Vorzug vor Flügeltoren gegeben, weil die An- und Abfahrt nicht durch offene Torflügel behindert wird und bei geöffneten Toren stets freie Bahn geschaffen ist.

Auto-Bahnhöfe in der beschriebenen Stahl-Bauweise erstellt, dürften als billigste und betriebssicherste Anlagen dieser Art anzusehen sein.

Alle Rechte vorbehalten.

Rohsteinsilo in Stahl.

Von Ingenieur **Friedrich Desch**, Grötzingen.

Im folgenden sollen an einem Beispiele kurze Winke für die Ausbildung gewisser Einzelheiten stählerner Silos, insbesondere der nicht immer einfach zu gestaltenden Knotenpunkte gegeben werden. Auf der anderen Seite sei gezeigt, welche Vorteile gerade der Stahlsilo gegenüber anderen Ausführungen bietet.

Die Abb. 1 zeigt den Silo mit seinen Hauptabmessungen in Quer- und Längenschnitt: Der Berechnung wurde ein spezifisches Gewicht des Füllmaterials von 1,6 und ein Schüttwinkel von 45° zugrunde gelegt.

Abb. 1.

Der Winddruck konnte vernachlässigt werden, da auf der einen Seite in 3 m Abstand das Schotterwerk steht und auf der anderen Seite ein Steilhang die Silohöhe überragt, so daß der Bau vollständig im Windschatten liegt. Dagegen waren in die Berechnung die Belastungen eingesetzt worden, die durch ein auf dem Silo ruhendes Schmalspurgleis mit Muldenkippern, eine Gleiswaage mit Wiegehaus und durch einen Laufkatzenträger hervorgerufen werden. Als Bodenträger dienen I-Normalprofile bis auf die dem Flächenknick folgenden Träger, für die Breitflanschträger gewählt

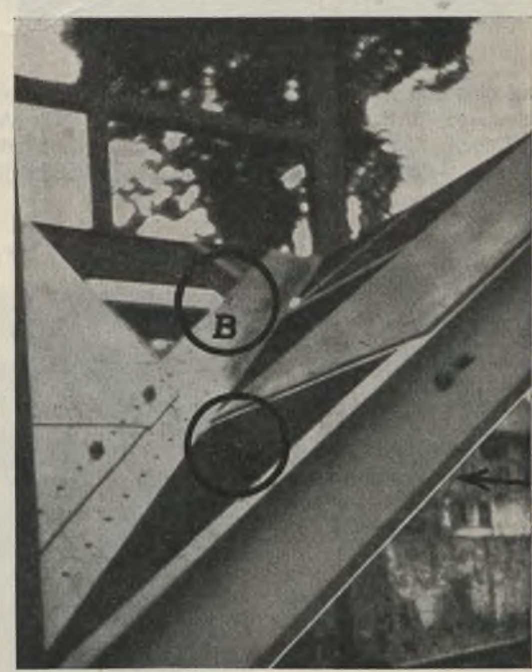


Abb. 1a.

wurden (Abb. 1a). Ebenso sind die Stützen Breitflanschträger, während die Riegel der Seitenwände wieder als NPI-Träger ausgeführt sind. Die Befestigung der 8 mm starken Bodenbleche auf den hinteren und vorderen

Abschlußträgern (Punkt *A* der Zusammenstellung) ist aus der Abb. 2 zu ersehen: Die 6 mm starken Seitenwand-Bleche sind an diesen Stellen durch Saumwinkel an die Träger angeschlossen, während sie an den Stützen und Riegeln direkt angenietet sind. Der im Flächenknick verlaufende Träger wurde so gelegt, daß er in der Ebene der Hauptbodenneigung, d. h. die Flanschkante auf der Knicklinie liegt. Hierdurch konnte erreicht werden, daß die Trägeranschlüsse (Punkt *B*) auf der einen Bodenseite sich normal gestalteten und nur auf der anderen Seite zu einer umständlicheren Lösung gegriffen werden mußte. Die Ausbildung eines derartigen Anschlusses (Punkt *C*) zeigt Abb. 3. Zu beachten ist, daß die Anschlüsse dieser in der geneigten Ebene parallel verlaufenden Träger nicht gleich ausgebildet werden können, da die beiden sich auf dem Breitträgerflansch treffenden Flächen nicht stetig unter demselben Winkel schneiden, sondern dieser von vorn nach hinten abnimmt. Die Abb. 4 zeigt die Ausbildung eines Knotenpunktes mit vier an eine Stütze angeschlossenen Trägern nach

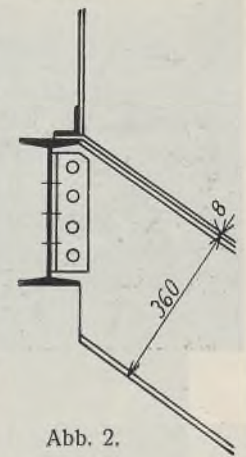
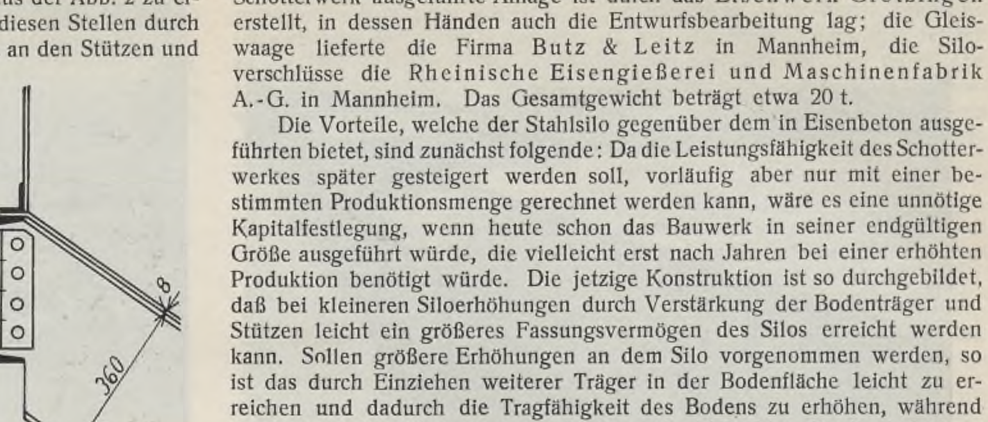


Abb. 2.



Schotterwerk ausgeführte Anlage ist durch das Eisenwerk Grötzingen erstellt, in dessen Händen auch die Entwurfsbearbeitung lag; die Gleiswaage lieferte die Firma Butz & Leitz in Mannheim, die Siloverschlüsse die Rheinische Eisengießerei und Maschinenfabrik A.-G. in Mannheim. Das Gesamtgewicht beträgt etwa 20 t.

Die Vorteile, welche der Stahlsilo gegenüber dem in Eisenbeton ausgeführten bietet, sind zunächst folgende: Da die Leistungsfähigkeit des Schotterwerkes später gesteigert werden soll, vorläufig aber nur mit einer bestimmten Produktionsmenge gerechnet werden kann, wäre es eine unnötige Kapitalfestlegung, wenn heute schon das Bauwerk in seiner endgültigen Größe ausgeführt würde, die vielleicht erst nach Jahren bei einer erhöhten Produktion benötigt würde. Die jetzige Konstruktion ist so durchgebildet, daß bei kleineren Siloerhöhungen durch Verstärkung der Bodenträger und Stützen leicht ein größeres Fassungsvermögen des Silos erreicht werden kann. Sollen größere Erhöhungen an dem Silo vorgenommen werden, so ist das durch Einziehen weiterer Träger in der Bodenfläche leicht zu erreichen und dadurch die Tragfähigkeit des Bodens zu erhöhen, während die Stützen durch Aufnieten von Platten oder U-Profilen für die Aufnahme einer größeren Druckkraft instand gesetzt werden. Diese später erforderlichen Verstärkungsarbeiten verursachen auf keinen Fall derart große Unkosten, wie die Festlegung eines größeren Kapitals für ein von vornherein genügend groß ausgeführtes Silo; vor allem, wenn man in Betracht

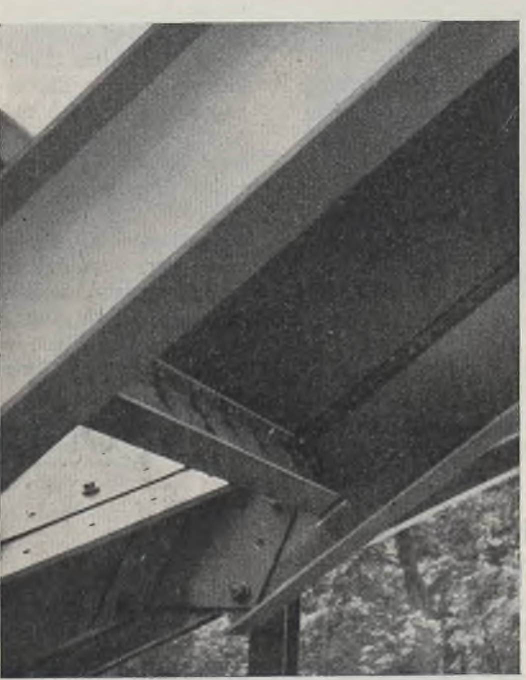


Abb. 3.

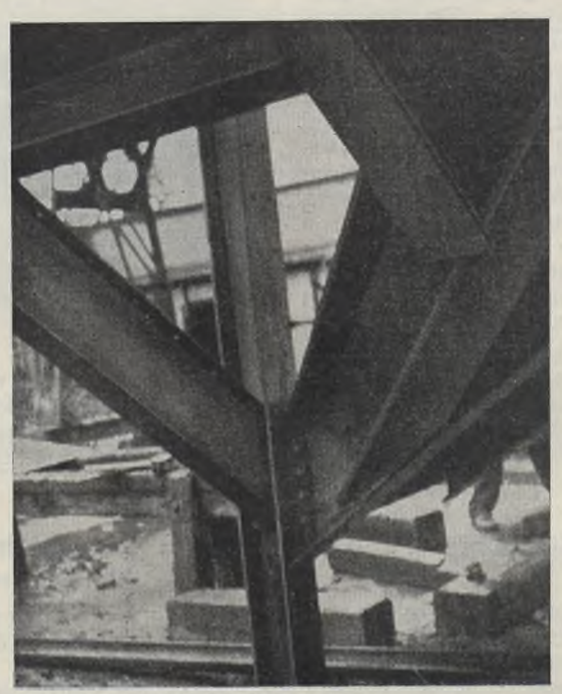


Abb. 4.

Punkt *D*. Auf dem Silo sind die Träger zur Aufnahme des Rollbahngleises und der Gleiswaage für 2,6 t Tragfähigkeit angebracht. Die Ausbildung des Silos als Trägergerippe mit Blechauskleidung ermöglicht jederzeit das Auswechseln etwa abgenutzter Bleche. Die für ein badisches Granit- und

zieht, daß bei der heutigen Wirtschaftslage die Möglichkeit einer Produktionsvermehrung vielleicht erst nach vielen Jahren gegeben ist. Endlich ist die Möglichkeit, derartige Bauten auch während des Winters errichten zu können, ein Vorteil, der für manchen Besteller ausschlaggebend sein wird.

Verschiedenes.

Montagehallen der Firma Adam Opel in Rüsselheim. Die der Fließbandfertigung von Automobilen dienenden Hallen, deren erster Abschnitt im Jahre 1925 gebaut wurde, umfassen einen Komplex von drei Hallen von je 11,6 m Spannweite und 150 m Länge. Spätere Erweiterungen nach einer Längs- und einer Giebelseite sind vorgesehen. An der einen Längswie an der einen Giebelseite schließen die Hallen an ein bestehendes Gebäude an. Durch den längsseitig anschließenden Massivbau ist die Binder- bezw. Stützenteilung der Hallen mit 7,0 m gegeben. Soweit die Montagehallen an die Massivbauten anschließen, sind die Stützen der Mauer vorgesetzt und mit dieser verankert. Um den Lichteinfall in die Fenster des Obergeschosses der Massiv-



Abb. 3. Innenansicht der Hallen.

bauten nicht zu behindern, sind längsseitig die Binderauflager gestelzt, giebelseitig ist das ganze Dach abgewalmt.

In jeder Halle verkehrt ein Handlaufkran von 2,0 t Nutzlast. Zum Einbau der für das Fließbandverfahren benötigten Hub- und Fördervorrichtungen sind die Pfetten für eine bewegliche Einzellast von 200 kg, die Binder außerdem für eine solche von 500 kg berechnet.

Im Dach sind lediglich drei Montageverbände vorgesehen: je einer an den Giebeln und einer in der Hallenmitte. An dem freien Giebel sind in der Längsrichtung je vier Stützen biegungsfest ausgebildet. Die Aussteifung des freien Giebels war geboten, da die Hallen, wie schon gesagt, in mehreren Abschnitten gebaut wurden, abgesehen davon, daß es nicht angängig

gewesen wäre, den Wind auf die ganze Hallenlänge von 150 m bis zum festen Giebel fortzuleiten.

Die Dacheindeckung besteht aus Stegzementdielen der Firma Schwemmsteinwerk Heimbach G. m. b. H. in Neuwied, die kittlose Verglasung der Oberlichte lieferte die Firma Eberspächer in Stuttgart. Entwurf und Ausführung der in der Raumwirkung sehr ansprechenden Hallen stammen von C. H. Jucho in Dortmund.

Czech.

Die Schweißung eines vierstöckigen Geschäftshauses. In Eng. News-Record 1929, Bd. 102, Nr. 16, S. 618 bis 621, wird über den Bau des kürzlich vollendeten vierstöckigen Upper-Carnegie Building in Cleveland berichtet, das wohl das erste durch Lichtbogenschweißung errichtete Geschäftshaus ist. Der Bau ist durch die planmäßige Anpassung der Entwurfsgrundsätze an die Eigenart der Schweißung und durch das originelle Montageverfahren recht interessant.

Das Gebäude (Abb. 1) hat eine Fläche von rd. 36 × 18 m und eine Höhe von ungefähr 16 m. Das Erdgeschoß ist in Geschäftsräume aufgeteilt, während die drei oberen Geschosse für Büros sowie für Ärzte, Zahnärzte usw. vorgesehen sind.

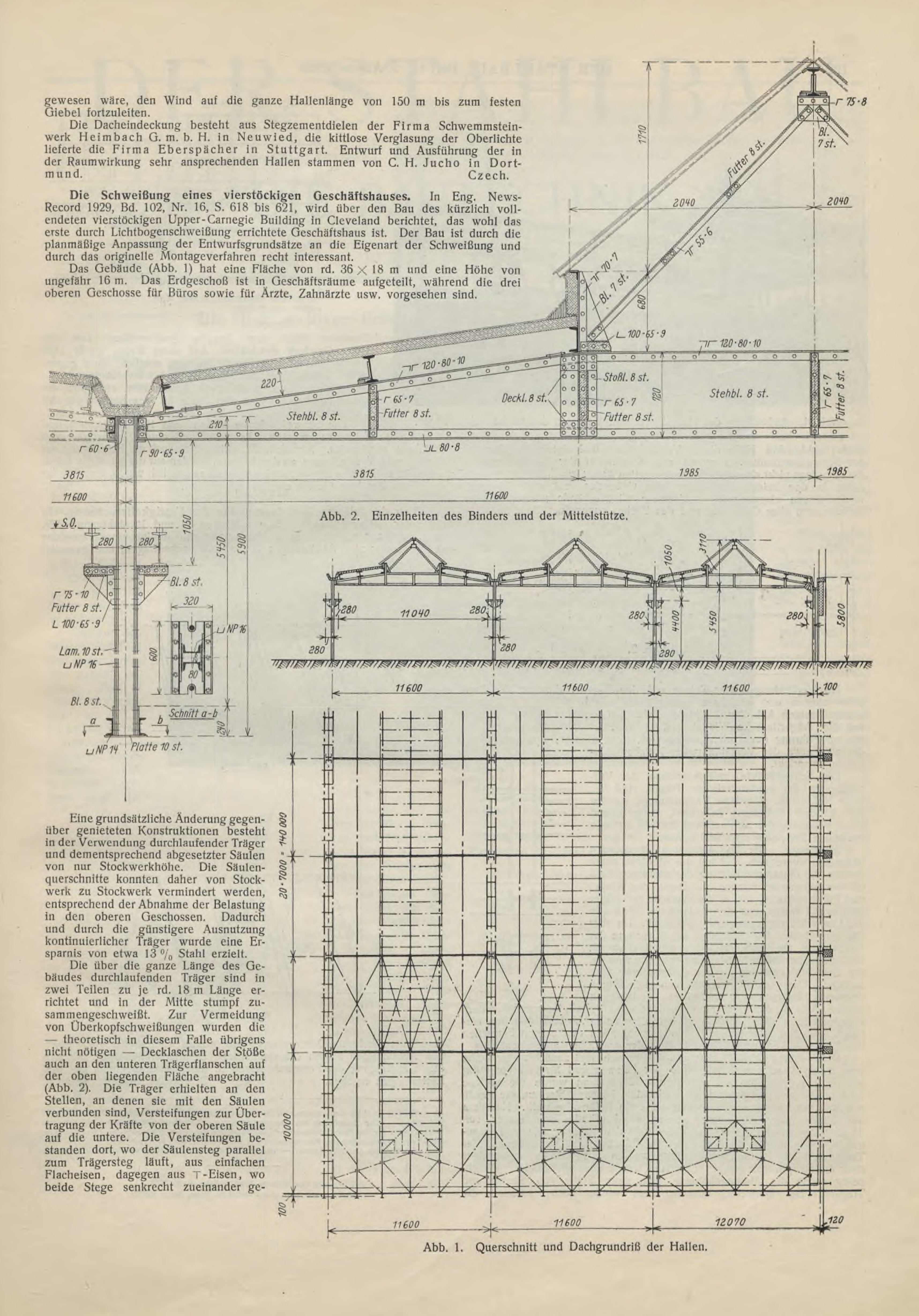


Abb. 2. Einzelheiten des Binders und der Mittelstütze.

Abb. 1. Querschnitt und Dachgrundriß der Hallen.

Eine grundsätzliche Änderung gegenüber genieteten Konstruktionen besteht in der Verwendung durchlaufender Träger und dementsprechend abgesetzter Säulen von nur Stockwerkhöhe. Die Säulenquerschnitte konnten daher von Stockwerk zu Stockwerk vermindert werden, entsprechend der Abnahme der Belastung in den oberen Geschossen. Dadurch und durch die günstigere Ausnutzung kontinuierlicher Träger wurde eine Ersparnis von etwa 13 % Stahl erzielt.

Die über die ganze Länge des Gebäudes durchlaufenden Träger sind in zwei Teilen zu je rd. 18 m Länge errichtet und in der Mitte stumpf zusammengeschweißt. Zur Vermeidung von Überkopfschweißungen wurden die — theoretisch in diesem Falle übrigens nicht nötigen — Decklaschen der Stöße auch an den unteren Trägerflanschen auf der oben liegenden Fläche angebracht (Abb. 2). Die Träger erhielten an den Stellen, an denen sie mit den Säulen verbunden sind, Versteifungen zur Übertragung der Kräfte von der oberen Säule auf die untere. Die Versteifungen bestanden dort, wo der Säulensteg parallel zum Trägersteg läuft, aus einfachen Flacheisen, dagegen aus ⊤-Eisen, wo beide Stege senkrecht zueinander ge-

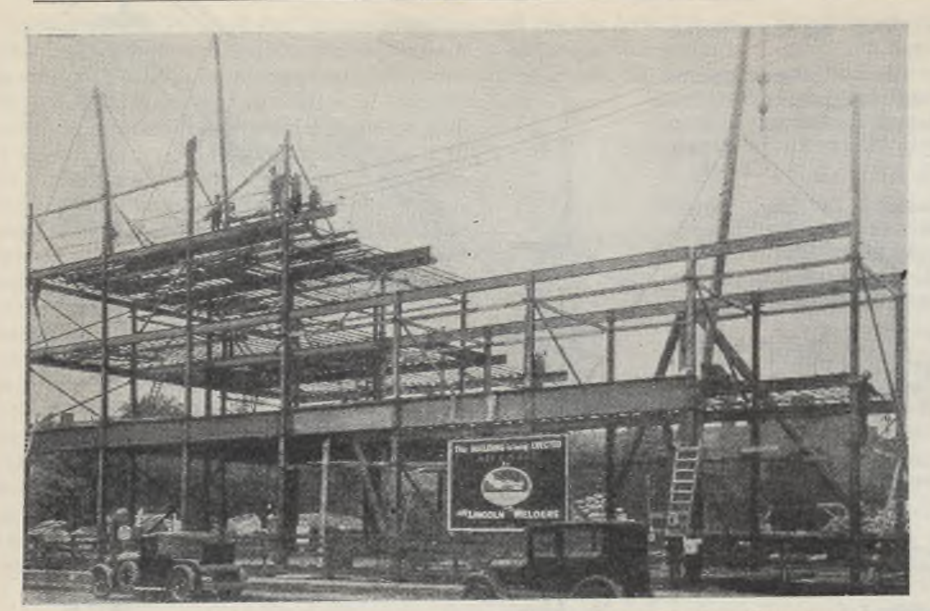


Abb. 4. Aufstellung der Hauptträger und Verlegen der Decken-Gitterträger.

richtet sind. Mit Hilfe dieser Versteifungen und durch die Starrheit der Schweißverbindungen wurde eine Kontinuität der Säulen erreicht, die allerdings nicht als ganz vollkommen gelten kann; zur Sicherheit wurden daher in den beiden Stirnflächen des Gebäudes senkrechte Diagonalverstrebungen eingezogen. Horizontale Windverbände wurden in den Mittelfeldern aller Geschosse und des Daches angeordnet (Abb. 1).

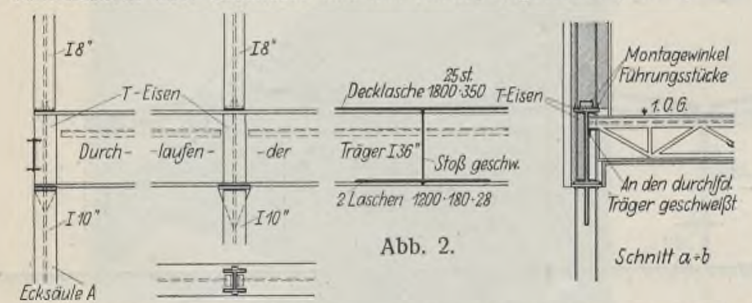


Abb. 2.

Die Verbindungen der Träger mit den Säulen, die zur Erzielung einer ebenen und winkligen Auflagefläche am Kopf und Fuß gefräst wurden, zeigen Abb. 2 u. 3. Mit Rücksicht auf bequeme Montage wurden auf die Trägerflansche Winkel und kleine Flachstabstücke geschweißt, die zur Führung der Säulenflansche und -stege dienten, eine Anordnung, die also etwa der Verzapfung bei Holzkonstruktionen entspricht.

Die Schweißnähte, mit Ausnahme der Verbindungen der kontinuierlichen Träger, sind $^3/_8$" volle Kehlnähte. Sämtliche Verbindungen wurden mit 4facher Sicherheit berechnet, entsprechend einer Belastung der Kehlnaht von 2500 lb auf den laufenden Zoll, also etwa 450 kg/cm.

Winkel und Führungsstücke für Montage — Durchlfd. — Träger I 14"

Abb. 3.

Montage. Die Bauausführung ist dadurch besonders interessant, daß bei der Montage keine Bolzen zur Zusammenheftung der einzelnen Bauglieder verwendet wurden. — Durch die Winkel und Führungsstücke, die an die Flansche der Träger geschweißt waren, war der Abstand der Säulen in der Längsrichtung zwangläufig bestimmt. Da aber die Querglieder des Gebäudes, mit Ausnahme der Randbalken, als Fachwerkträger ausgebildet waren, mußte eine besondere Vorrichtung getroffen werden, um den Säulenabstand in der Querrichtung festzulegen. Das geschah mit Hilfe von kleinen quadratischen Rahmen aus Kanthölzern und langen Bolzen (Abb. 3), die nahe am Kopf der Säulen befestigt werden konnten, und an denen die horizontalen und diagonalen Absteifungstreben eingehakt wurden. In ähnlicher Weise wurden an den oberen Flanschen der Träger Anker zur Befestigung der Diagonalstreben angebracht.

Die Montage (Abb. 4) ging nun so vor sich, daß zunächst eine Reihe von Säulen gesetzt und mit Hilfe der Rahmen und Streben sorgfältig senkrecht ausgerichtet und befestigt wurde. Dann wurde die nächste Säulenreihe errichtet und durch horizontale hölzerne Streben, die genau auf Maß geschnitten waren, gegen die erste Reihe abgesteift. Nachdem alle Säulen aufgestellt waren, wurden die kontinuierlichen Träger von 18 m Länge hochgezogen und auf die Säulen gelegt. Die vorher angeschweißten Winkel dienten dabei zur Führung und Verklemmung der Träger mit den Säulen. Schließlich wurden noch die Gitterquerträger über die Hauptträger gelegt. Erst dann wurde alles geschweißt. Gleichzeitig setzte die Montagekolonne eine neue Reihe von Säulen und Trägern. Die Schweißer rückten dann wieder nach, während die

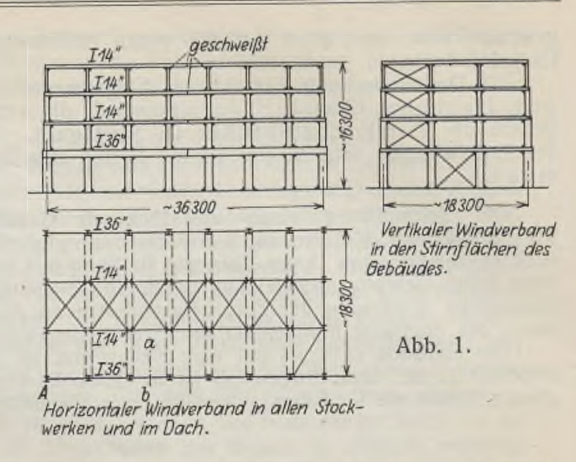


Abb. 1.

Monteure über dem bereits geschweißten Teil ein neues Geschoß errichteten. Auf diese Weise wurde eine ununterbrochen fortlaufende Montage möglich, ohne gegenseitige Behinderung der Montage- und Schweißkolonnen. — Das Gebäude wurde in zwei Abschnitten errichtet; die Trennungsfuge liegt in der Mitte an den Stoßstellen der Längsträger.

Die Schweißkolonne bestand aus fünf Mann mit fünf Schweißaggregaten. Es wurde mit einer Stromstärke von 200 Amp. geschweißt. Sämtliche Schweißungen, auch die Befestigung der Winkel und Versteifungen an den Trägern, wurden auf der Baustelle selbst ausgeführt. Da alle Schweißstellen bequem zugänglich waren, brauchte für die Schweißer kein Gerüst errichtet zu werden. Bs.

Von den allgemeinen Grundlagen der Festigkeitsrechnung. In der unter obiger Überschrift in den Heften 11 und 12, Jahrgang 1929, des „Stahlbau" veröffentlichten Abhandlung sind infolge eines Versehens des Verfassers zwei Abbildungen 21a u. 21b nachzutragen, und zwar bei

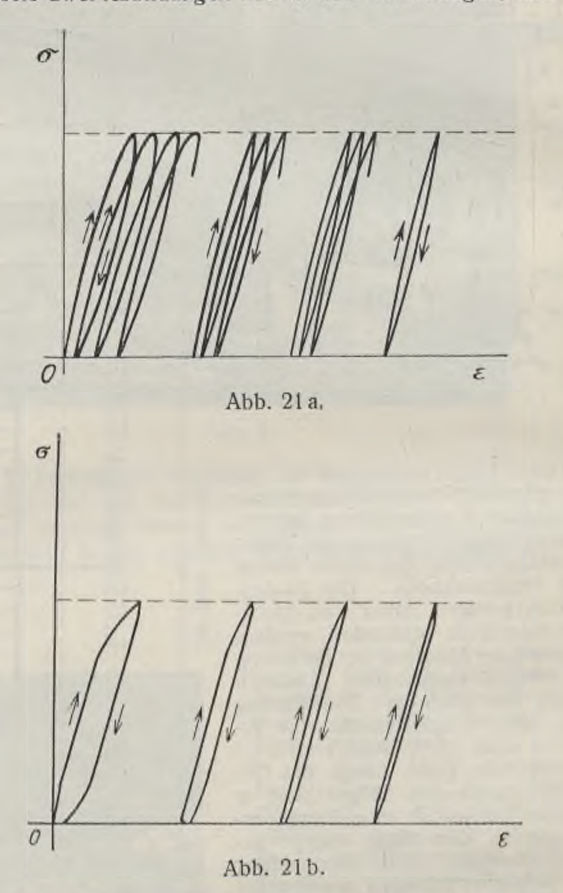


Abb. 21a.

Abb. 21b.

dem Unterabschnitt „Dauerversuche mit oftmals wiederholter Belastung". Die Abbildungen zeigen charakteristische Dehnungslinienzüge, die sich durch Auftragung der Formänderungen in aufeinanderfolgenden Be- und Entlastungen ergeben. Dr.-Ing. K. Schaechterle.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang · BERLIN, 23. August 1929 · Heft 17

Alle Rechte vorbehalten.

Die Hudson-River-Brücke im Zuge der 178. Straße, New York.

Von Ernest Rothenburg, C. E., Newark, N. J.

I. Allgemeines.

Der durch das Automobil bedingte Riesenverkehr läßt die Stadt New York ihre geographische Lage auf mehreren Inseln schwer empfinden, und sie versucht die natürlichen Fesseln durch Bau von Tunneln und großen Brücken zu sprengen und den Verkehr im Innern der Stadt zu entlasten.

Die von den Staaten New York und New Jersey ins Leben gerufene „Port of New York Authority" hat u. a. ein umfangreiches Brückenbauprogramm unternommen. Der beigefügte Lageplan zeigt die vollendeten und im Bau begriffenen Brücken von New Jersey nach Staten Island sowie im Norden die Hudson-River-Brücke.

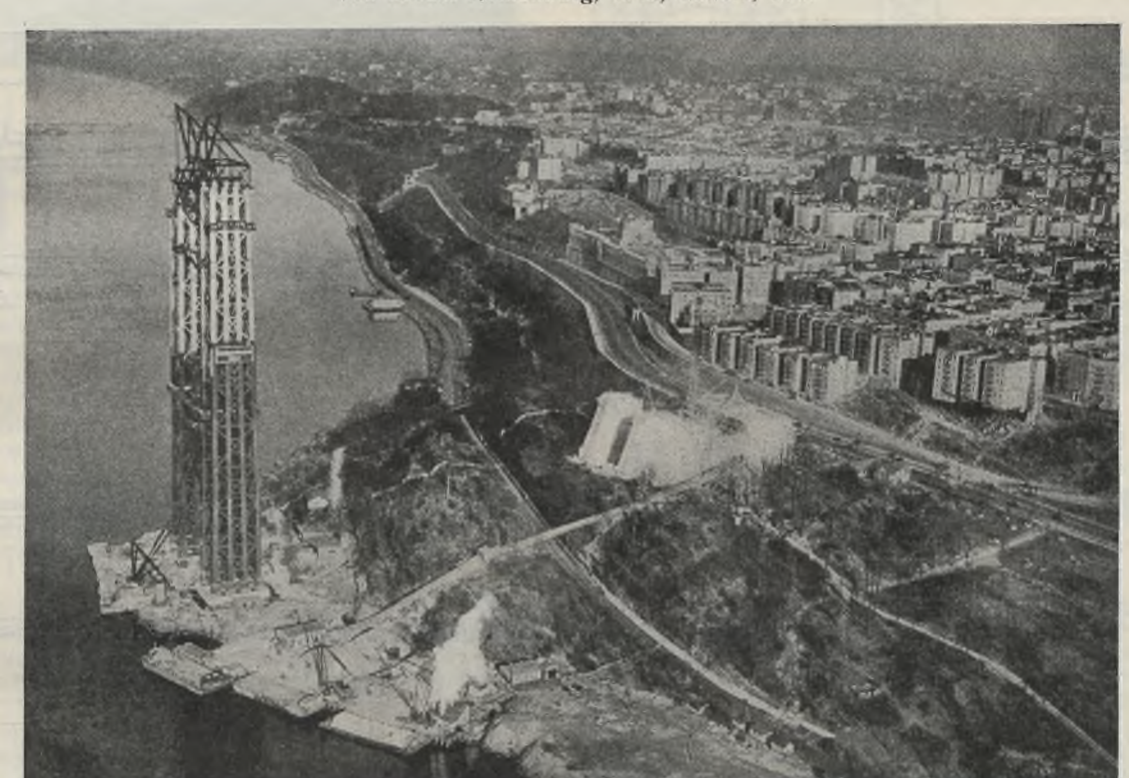


Abb. 1.

Abb. 2.

Die Stadt New York plant den Bau der Triborough-Brücke über den East River und einen Tunnel unter den Narrows von Brooklyn nach Staten Island. Nach Fertigstellung dieser Bauten kann aller Verkehr von Long Island nach dem Festlande und umgekehrt mit Umgehung von Manhattan Island abgewickelt werden.

Die im Zuge der 178. Straße in New York den Hudson kreuzende Brücke (Abb. 1 bis 5) ist das erste Brückenbauwerk über den unteren Teil dieses Flusses[1]). Ein Hauptvorzug dieses größten Plans der „Port of New York Authority" ist, daß der Verkehr im Stadtinneren nicht belastet, sondern im Gegenteil fühlbar entlastet werden wird.

Brückenpfeiler in der Mitte des Hudson wurden behördlich nicht zugelassen, welche Bedingung zu der großen Mittelöffnung von 1066,8 m führte. Zwei Seitenöffnungen von 185,9 und 198,1 m bringen die Gesamtlänge der eigentlichen Brücke ohne Zufahrtrampen auf 1450,8 m. Die Brückenbreite zwischen den Mittellinien beider Kabelpaare beträgt 32,30 m. Ein oberes Deck dient dem Automobilverkehr und ist in drei Streifen geteilt. Der mittlere Streifen von 12,19 m Breite ist für langsam fahrende, schwere Lastwagen in beiden Richtungen bestimmt, während die beiden seitlichen Streifen von je

[1]) Vergl. hierzu „Die Bautechnik" 1925, Heft 14, S. 194.



Abb. 3.

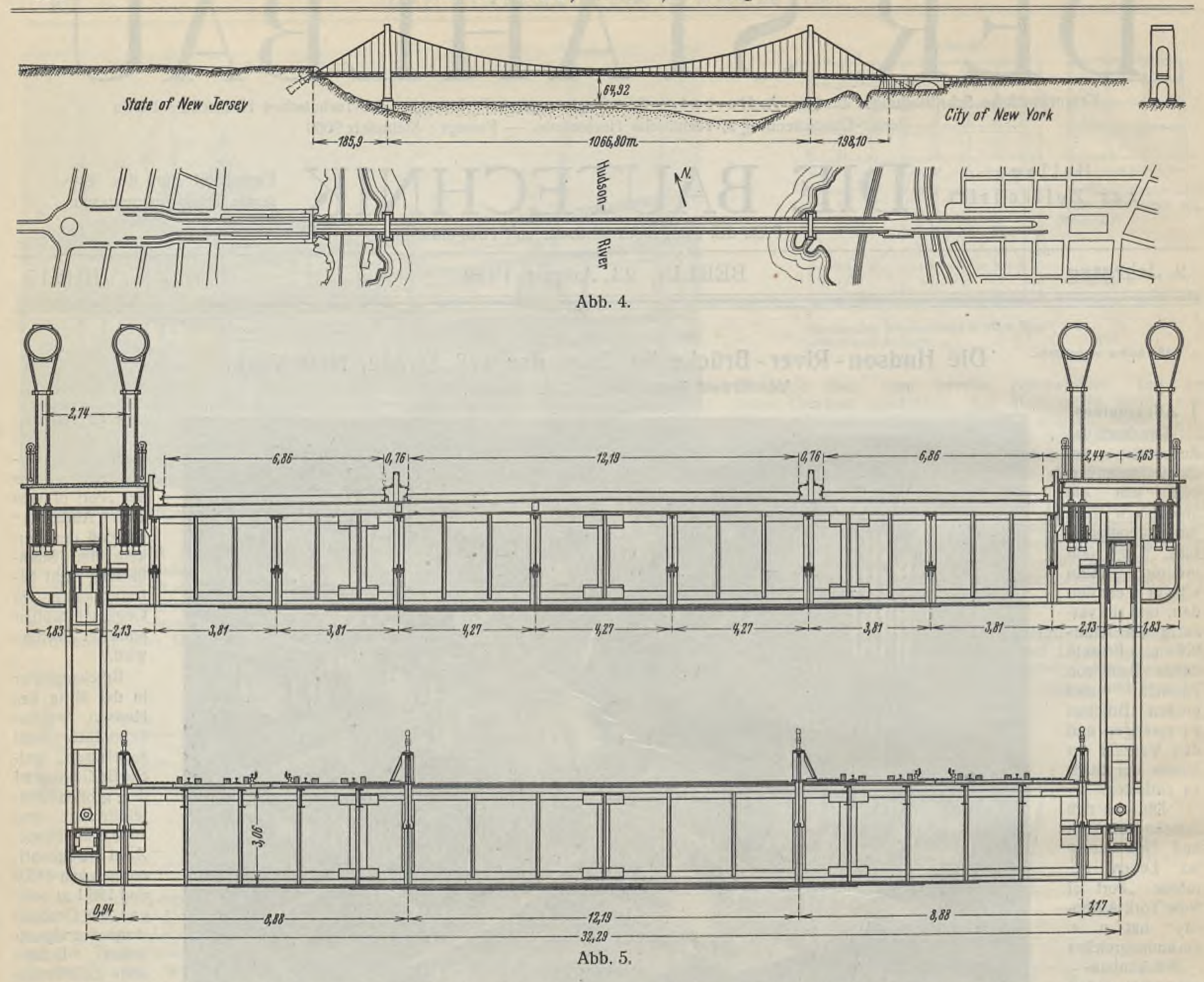


Abb. 4.

Abb. 5.

6,86 m Breite schnell fahrenden Personenwagen dienen. Das untere Brückendeck wird vorläufig noch nicht gebaut. Es soll späterem Vorortverkehr mit elektrischen Zügen auf vier Gleisen dienen. Die freie Durchfahrthöhe für Schiffe beträgt 60 m, so daß die größten Seedampfer die Brücke durchfahren können.

Der Pfeil der vier 91 cm dicken Hauptkabel beträgt 99 m in der Mittelöffnung, was einem Pfeilverhältnis von 1 : 10,75 entspricht. Versteifungsträger sind infolge des riesigen Eigengewichtes so lange nicht erforderlich, als das obere Deck allein im Gebrauch ist. Sie werden später mit dem für Zugverkehr bestimmten unteren Deck fertiggestellt werden, um die örtlichen Durchbiegungen abzudämpfen und auf größere Strecken zu verteilen. Ihre Systemhöhe wird 8,85 m oder etwa $^1/_{120}$ der Mittelöffnung betragen.

Die obere Fahrbahn besteht aus einer mit Eiseneinlagen verstärkten Betonplatte auf eisernen Fahrbahnträgern, die, wenn erforderlich, später mit einem 5 cm starken Asphaltpflaster versehen werden soll.

Das Bauwerk an sich bietet außer seinen ungeheuren Abmessungen nichts besonders Neues. Die Konstruktion der Türme entfernt sich von den üblichen, massiven Stahltürmen früherer Brücken, indem eine aufgelöste Fachwerkkonstruktion gewählt worden ist.

Die rechnungsmäßigen Eigengewichte und Verkehrslasten dürften von Interesse sein; sie sind nebenstehend in kg für 1 m Spannweite gegeben.

	Mittelöffnung	Seitenöffnungen
Gewicht von Fahrbahnplatte, Fußweg und Leitungen	16840 kg/m	16840 kg/m
Stahlgewicht der Fahrbahnträger . .	20040 „	19800 „
„ „ Hängeseile . . .	1100 „	1700 „
„ „ Versteifungsträger .	3870 „	4020 „
„ „ Kabel	16840 „	19080 „
Theoretische Verkehrslast für Kabel und Türme	11910 „	11910 „
Rechnungsmäßiges Gesamtgewicht .	70600 kg/m	73350 kg/m

Die Gesamtkosten des ersten Bauabschnittes der Brücke einschließlich Rampen sind auf 60 Millionen Dollar veranschlagt worden, wovon 15 Millionen Dollar auf Grunderwerb und Zinsen während des Baues entfallen. Verzinsung und Tilgung des Baukapitals innerhalb fünfzig Jahren wird durch Erhebung von Brückenzöllen gedeckt werden.

Der erste Spatenstich geschah im Mai 1927. Die Eröffnung des Verkehrs für den Mittelteil der Brücke wird im Frühjahr 1932 erwartet.

Entwurf und Oberleitung liegen in den bewährten Händen des Chefingenieurs für Brücken, Herrn O. H. Ammann.

II. Das Stahlgerüst der Haupttürme.

Die in Paaren angeordneten vier Drahtseilkabel von je 91 cm Durchmesser werden auf jeder Seite des Flusses von riesigen Stahltürmen auf Betonfundamenten getragen. Abgesehen von geringfügigen Höhenunterschieden in den Fundamenten, sind die Systeme beider Türme grundsätzlich dieselben.

Die obere Brückenfahrbahn liegt an den Türmen etwa 70 m über Wasserspiegel des Hudson; die entsprechende Höhe des Kabels an den Türmen ist 181 m über Wasserspiegel.

Jeder Turm (Abb. 6) besteht in der Querrichtung der Brücke aus je vier mehrstöckigen Fachwerkrahmen oder Bindern, deren Ebenen aus ästhetischen Gründen etwas von der Lotrechten abweichen. Die beiden inneren Pfosten jedes dieser vier geneigten Rahmen sind in der Längsebene der beiden Hauptkabelpaare angeordnet, unterstützen daher die Kabelsättel unmittelbar und erhalten so am Turmkopf die volle senkrechte Last der aufgehängten Brücke. Um diese Kabellast zu gleichen Teilen auf die

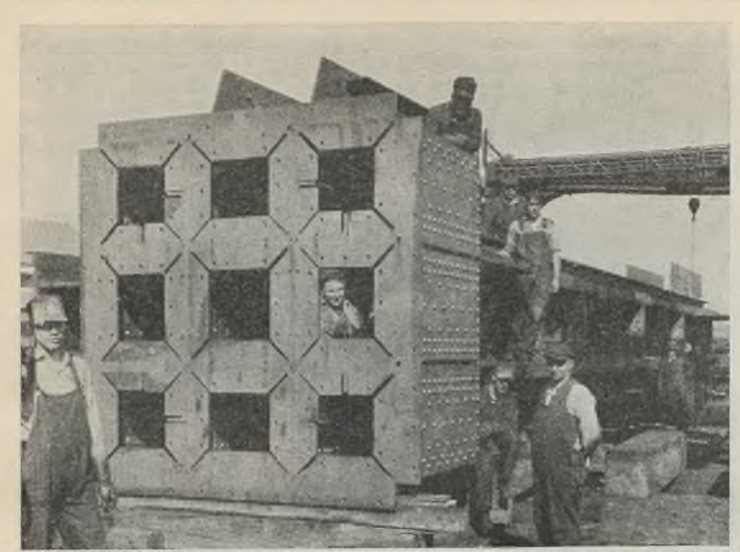


Abb. 8.

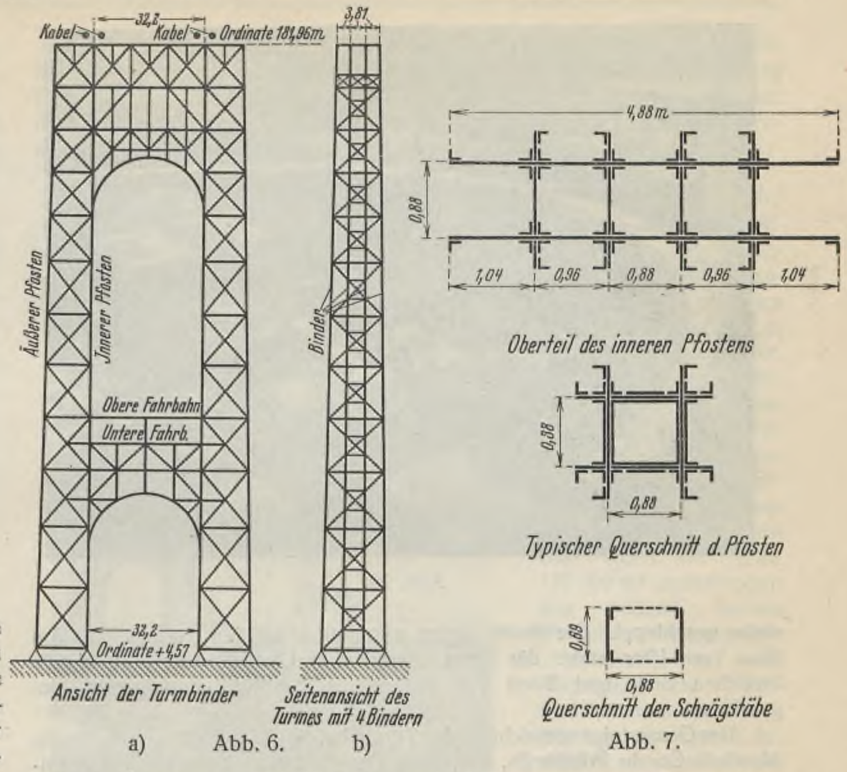
oberen Glieder der vier inneren Pfosten zu übertragen, sind mächtige Blechträger-Querverbindungen zwischen den Pfosten parallel mit dem Kabel vorgesehen worden. Unterhalb dieser Querverbindungen sind die vier Rahmen in der Längsrichtung der Brücke durch gekreuzte Schrägstäbe und wagerechte Pfosten verbunden. Jeder Turm widersteht daher den Längskräften mit vier senkrechten, unten eingespannten Fachwerk-Kragträgern. Die größten wagerechten Längsbewegungen der Türme betragen 12 cm flußwärts und 25 cm uferwärts.

Die große Höhe der Türme bedingt eine verhältnismäßig große elastische Formänderung in senkrechter Richtung. Durch passend gewählte Querschnittsänderungen der senkrechten Stäbe werden die am Turmkopf angreifenden Brückeneinzellasten gezwungen, von den inneren Pfosten eines jeden Querrahmens durch die Schrägstäbe nach den äußeren, etwas geneigten Pfosten abzuwandern. Am unteren Pfeilerfuß beträgt der Anteil der inneren Pfosten 52%, der der äußeren Pfosten 48% der vom Kabel abgegebenen senkrechten Lasten. Bei Wind auf die Brücke wird eine vollständig gleiche Verteilung der Lasten auf innere und äußere Pfosten erzielt.

Die vorliegende Konstruktion wurde mit Rücksicht auf spätere architektonische Verkleidung der Türme mit Beton und Granit gewählt. Diese 1 bis 1,50 m dicke Verkleidung trägt sich selbst und beteiligt sich natürlich an der Aufnahme der Verkehrslasten und Spannungen aus Wind und Turmbewegung.

Das Material für Pfosten und stark beanspruchte Füllungs- und Rahmenglieder ist Siliconstahl mit 3550 kg/cm² Mindeststreckgrenze und 5650 kg/cm² Mindestbruchgrenze. Für alle niedrig beanspruchten Stäbe wird gewöhnlicher Flußstahl verwendet. Abb. 7 zeigt die typischen Querschnitte der einzelnen Stäbe.

Die Fläche der 1,65 m dicken inneren Pfosten wechselt von 4500 cm² bis 8370 cm², die der ebenso dicken äußeren Pfosten von 1800 cm² bis



a) Abb. 6. b)

Abb. 7.

4635 cm². Die etwa 70 cm breiten Schrägstäbe sind in jedem Felde gekreuzt und haben Doppelquerschnitt von 345 bis 667 cm² Gesamtfläche. Die Stoßflächen der Pfosten sind sorgfältig bearbeitet und zusammengepaßt worden; die Stoßlaschen dieser Stäbe sind für die Übertragung von etwa 50% der senkrechten Lasten bemessen.

Die Lagerschuhe der Pfosten sind aus Platten und Winkeln zusammengenietet. Abb. 8 u. 9 veranschaulichen diese untersten Pfosten und deren Schuhe in der Werkstatt, sowie auf der Baustelle montiert. Über die Riesengröße der Türme dürften Abb. 10 u. 11 guten Aufschluß geben; der auf dem Werkplatz aufgelegte große Bogen scheint am Bauwerke zu einem bescheidenen Band zusammengeschrumpft zu sein.

Abb. 11 u. 12 zeigen sehr deutlich die hier angewandte Art der Montage und ihre Einzelheiten. Zwei große Ausleger von 100 t Tragkraft zur Bedienung der beiden Turmbeine werden von einem Raumfachwerk getragen, das zwischen beiden Beinen in die Höhe kriecht. Abb. 13 zeigt die Buden mit den elektrisch angetriebenen Kabelwinden, die sowohl die bis zu 77 t schweren Stahlteile, als auch die ganze 300 t schwere Plattform nach oben ziehen, wenn bei fortschreitender Montage eine Höhenänderung notwendig wird.

Die Einzelteile wurden vom Werk bis nach dem Hafen von New York auf Eisenbahnwagen befördert, dort mit den Frachtwagen auf Fährboote geschoben und stromaufwärts bis zur Bau-



Abb. 9.



Abb. 11.

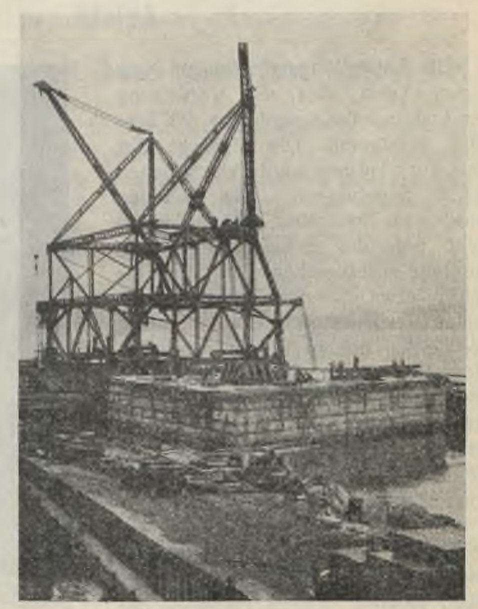


Abb. 12.

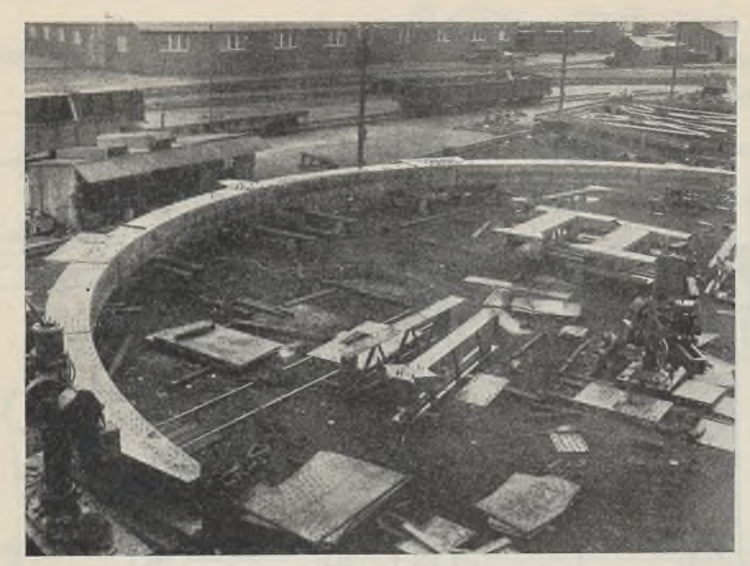


Abb. 10.

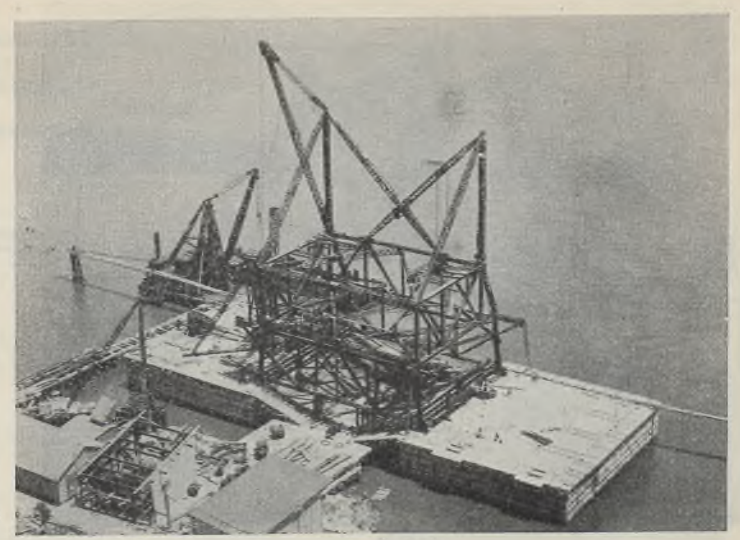


Abb. 13.

stelle geschleppt. Die Boote legten unmittelbar an den Türmen an. Am New York-Ufer steht der Turm etwas vom Ufer zurück; hier wurde zwischen Boot und Turm ein besonderer Zubringer-Entladekran eingeschaltet.

Das Gesamteigengewicht beider Türme beträgt 37500000 kg. Mc Clintic Marshall Co. in Pittsburgh, Pa., sind Generalunternehmer für die Stahlarbeiten und besorgen die Aufstellung. Ein Teil der bedeutenden Werkstattarbeiten wurde von der Bethlehem Steel Co. und American Bridge Co. ausgeführt.

die geringen Einfluß aufeinander haben, wurde die umfangreiche Rechenarbeit bedeutend vereinfacht.

III. Gründung der Türme.

Der Turm auf der New York-Seite steht auf dem Lande nahe dem östlichen Ufer des Hudson. Da Felsen dort zu Tage trat, war es nur notwendig, die losen und verwitterten Schichten zum Teil unter Wasserhaltung abzutragen. Abb. 14 zeigt das zur Aufnahme der Stahlkonstruktion fertiggestellte östliche Turmfundament.

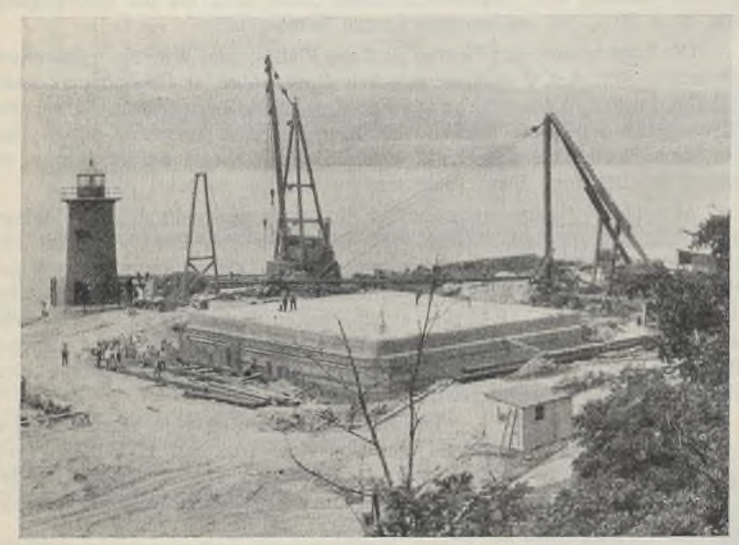


Abb. 14.

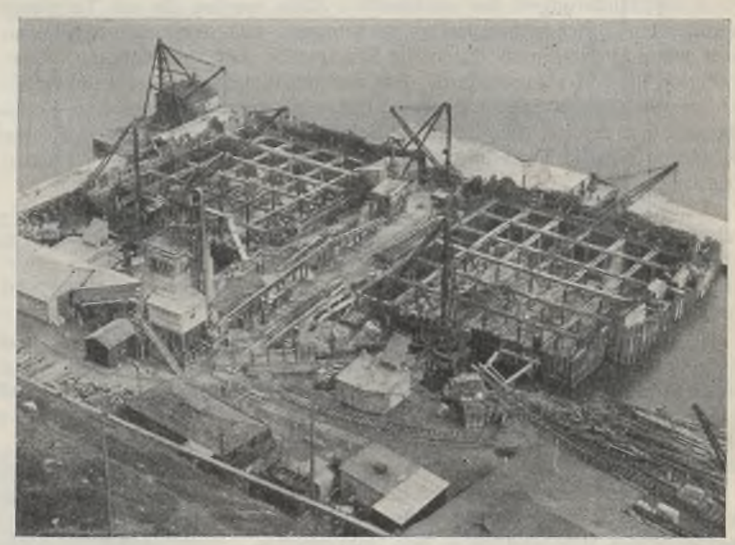


Abb. 15.

Die Aufstellungsarbeiten am New Jersey-Turm, d. i. die Versetzung der Lagerschuhe, wurde am 23. Juni 1928 begonnen. Die Montage des New York-Turmes wurde vier Wochen später angefangen. Die Arbeiten wurden im November 1928 mit Rücksicht auf die schwierige Wintermontage unterbrochen. Es waren bis dahin etwa $^4/_5$ der Turmkonstruktionen fertiggestellt. Die Montage der beiden oberen Felder wurde im März d. J. wieder aufgenommen, und die völlige Fertigstellung der Stahltürme wurde zum 1. Juli d. J. erwartet, worauf sofort mit der Herstellung der vier Riesenkabel begonnen werden sollte.

Die statische Berechnung des hochgradig statisch unbestimmten Raumfachwerkes wurde vom Verfasser geleitet. Durch Trennung der Unbekannten in mehrere Gruppen,

Abb. 16.

Die Gründung des New Jersey- oder westlichen Turmes (Abb. 15 u. 16) bot etwas mehr Schwierigkeiten, da er im Wasser steht und tragfähiger Felsen erst in einer Tiefe von 14 bis 25 m unter WS angetroffen wurde. Die nicht tragfähigen Bodenschichten sind durch den Hudson angeschwemmt worden. Das Fundament besteht aus zwei im Plane symmetrischen, rechteckigen Pfeilern von je 27,1 $\times$ 29,9 m Grundfläche des Unterteiles und von 23,2 $\times$ 26,5 m Grundfläche des Oberteiles, der 4,5 m unter WS beginnt und sich 4,5 m über WS erhebt.

Bei der Ausschreibung war den Unternehmern die Wahl zwischen Gründung mit offenen Fangedämmen und Luftdruckgründung mit geschlossenen Senkkästen gelassen worden. Bei der Verdingung ergab sich, daß Luftdruckgründung sich 20 bis 25% teurer stellte als offene

Gründung, was hauptsächlich auf die Schwierigkeiten durch die steil abfallende und zerrissene Oberfläche des Felsens zurückzuführen ist.

Zuerst wurden in etwa zwanzig Arbeitstagen ungefähr 58000 m³ nasser Schlamm ausgebaggert; hierauf wurde die Aussteifung der eisernen Spundwände durch vier Schwimmkrane versetzt, und dann wurden die eisernen Spundwände nach Bauweise Larssen mittels Dampframmen eingeschlagen.

Die durch die inneren Spundwände begrenzte Fläche ist an jeder Seite 1,5 m größer als die Fläche des unteren Fundamentklotzes. Auf drei Seiten eines jeden Pfeilers wurden die Spundwände im Abstande von etwa 2,4 m verdoppelt und die Spundwandtaschen mit Beton oder anderem undurchlässigen Material gefüllt.

Je ein auf dem Lande aufgestellter, feststehender, elektrisch angetriebener Schwenkkran für jeden Pfeiler mit einem Ausleger von 39 m Länge und 20 t Hubfähigkeit diente mit zum Versetzen der Aussteifung, zum Erdaushub mittels Greifbagger und Eimer und zum Einbringen des Betons mittels Kübel von 1,5 m³ Fassung.

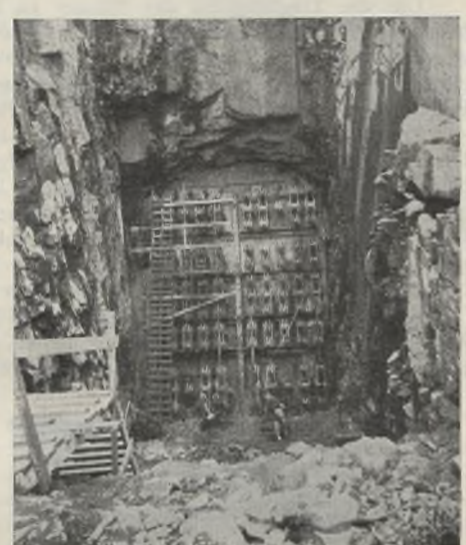
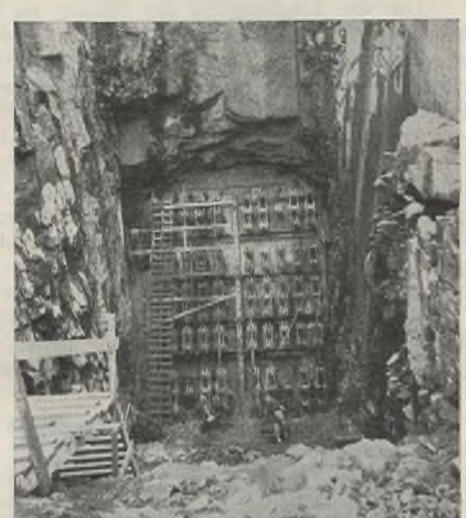




Abb. 18.

Auf der New York-Seite betrugen die Massen der östlichen Turmfundamente: 2900 m³ trockener Felsaushub, 4200 m³ Beton und 105000 kg Eiseneinlagen. Die Gründungsarbeiten für diesen Ostturm sind zusammen mit den Mauerwerkarbeiten für die New Yorker Verankerung der Brückenkabel vergeben worden.

IV. Die Verankerung der Hauptkabel und die westliche Zufahrt.

Die sogenannten „Pallisaden“, eine etwa 100 m hohe steile Felsenwand, bilden nahe der Baustelle das Westufer des Hudson. Zur Durchführung der Brückenzufahrt muß hier ein etwa 230 m langer, 45 m breiter Einschnitt, der, bis zur unteren Fahrbahn gerechnet, bis zu 25 m tief ist, durch diese Felswand gesprengt werden (Abbild. 17). Die zu lösenden Felsmassen belaufen sich auf etwa 170000 m³ und bestehen aus äußerst hartem Material, sogenanntem „trap rock“, der sich vorzüglich zu Wege- und Betonbauten eignet. Die losgesprengten Felsstücke werden vom Unternehmer nach einer Steinbrechanlage, die neben dem Einschnitt errichtet wurde, gebracht, dort zerkleinert, auf verschiedene Größen gesiebt und in Silos zum Verkauf aufgespeichert.



Abb. 19.



Abb. 17.

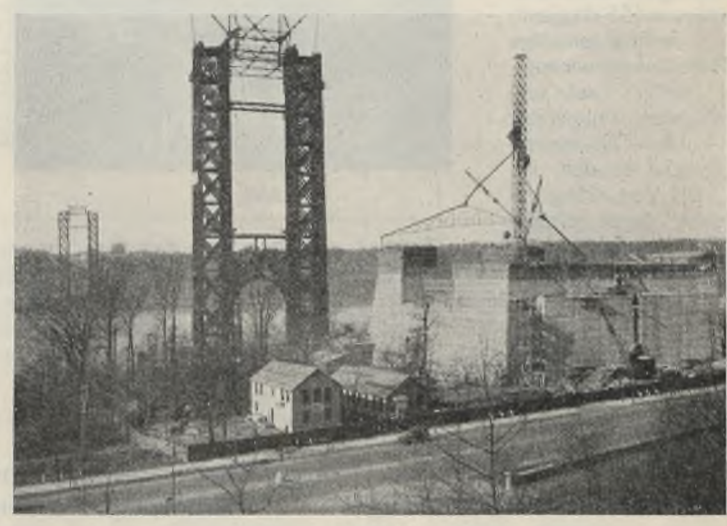


Abb. 20.

Die Wasserhaltung und das Ausspülen der weichen Bodenschichten geschah durch Kreiselpumpen, die ebenfalls elektrisch angetrieben wurden.

Nachdem die verwitterten und losen Schichten der Fundamentsohle entfernt waren, wurde die Felsoberfläche sorgfältig abgewaschen; die Spundwände wurden, wo es nötig war, gedichtet, und dann wurde der Beton der Fundamente im Mischungsverhältnis 1 : 2,2 : 3,7 trocken eingebracht. Dieses Gewichtsmischungsverhältnis ergab sich aus Versuchen und den Vertragsbedingungen, die eine Mindestfestigkeit von 140 kg/cm² für 28 Tage alte Probezylinder von 20 × 40 cm Größe vorschrieben. Der Wasserzusatz betrug 26 l für jeden Sack Zement von 42,7 kg Gewicht und 28,3 dm³ Inhalt. Die Festigkeit nach 28 Tagen betrug 165 kg/cm².

Das Betonmaterial für die Fundamente des Westturmes wurde auf dem Wasserwege auf Kähnen bis unmittelbar an die Pfeiler geschafft, mit besonderem Schwenkkran und Greifeimer entladen und durch Förderband und senkrechte Eimerkette nach dem Mischer befördert.

Die Fundamente des New Jersey-Turmes enthalten etwa 4650 m³ Felsaushub unter Wasser; etwa 18000 m³ Beton unterhalb Ordinate 3 m; etwa 9500 m³ Beton über Ordinate 3 m; 1075 m³ Granitverkleidung 60 cm stark und 275000 kg Eiseneinlagen. Die Gesamtkosten dieser Gründung beliefen sich auf 1 058 700 Dollar. Die Gründungsarbeiten für den Westturm wurden von der Firma Silas B. Mason in New York ausgeführt. Sie wurden am 1. Juni 1927 begonnen und am 8. Juni 1928 ohne größeren Unfall fertiggestellt.

Die günstige Bodengestaltung des Westufers wurde für die New Jersey-Verankerung der Brückenkabel ausgenutzt (Abb. 18). Zwei Ankertunnel wurden schräg nach unten in die Felswand vorgetrieben und die Stahlteile der Verankerung in diesen Tunneln einbetoniert. Die vorerwähnten Arbeiten liegen in den Händen der Firma Foley Bros. Inc.

Auf der Ost- oder New York-Seite (Abb. 19 u. 20) liegt die Brückenfahrbahn bedeutend über Gelände. Hier wurden für jedes Kabelpaar mächtige Betonblöcke als Ankergewicht auf die zu Tage tretende Felssohle aufgesetzt. Das Mauerwerk umfaßt einen Riesenklotz von etwa 88 × 61 m Grundfläche und 40 m Höhe. Die Granitverkleidung der Verankerung ist vorläufig weggelassen und wird später hergestellt.

Die aus leicht gehärtetem Stahl bestehenden Augenstäbe beider Verankerungen haben einen Querschnitt von 25 × 4,5 bis 25 × 4,75 cm, eine Mindest-Streckgrenze von 3500 kg/cm², eine Bruchgrenze von 5250 kg/cm² und eine rechnungsmäßige Beanspruchung von 2300 kg/cm². Die Verbindung der Kabel und Augenstäbe geschieht durch Stahlguß-Kabelschuhe von 60 cm Durchmesser und 15 cm Dicke für jede Kabellitze von $11\frac{1}{2}$ cm Durchmesser und je zwei Augenstäbe. Die Verankerungsbalken bestehen aus je zwei miteinander verbundenen Blechträgern von 1,50 m Stegblechhöhe und 19,1 mm Stegdicke. Die gehärteten Gußstahl-

bolzen der Augenstäbe haben einen Durchmesser von 25 bis 29 cm. Die Ankerkraft für jeden Balken beträgt etwa 6 000 000 kg. Für den Beton der Verankerung war eine Mindestfestigkeit von 140 kg/cm² für 28 Tage alte Probezylinder gefordert. Das Betonmaterial der New York-Verankerung wurde auf dem Wasserweg an die Baustelle gebracht, am Ostufer vorübergehend gelagert und von dort durch zwei etwa 220 m lange Förderbänder nach zwei Mischern von je 765 l Fassung befördert, die gegenüber einem Mauerschlitz in der Verankerung aufgestellt waren. Der fertige Beton wurde in einen Ausgleichbehälter geleert, der das Gießen regelte, und von dort durch ein schnell laufendes Band nach einem zweiten Behälter am Fuße eines 80 m hohen Gießturmes befördert. Dieser Stahlturm, der zwei schwenkbare Auslagerrinnen besitzt, war in der Mitte des Betonklotzes errichtet und bestrich die gesamte Fläche der Verankerung. Die größte tägliche Leistung der Beförderungs- und Mischanlage betrug etwa 900 m³ für eine 16stündige Arbeitsschicht.

Die New York-Verankerung enthält 2300000 kg Ankerstahl, 80000 m³ Beton, 12 000 m³ Felsaushub und 350 000 kg Eiseneinlagen. Die Ostverankerung ist mit den Fundamenten des Ostturmes an die Firma Arthur Mc Mullen Co. in New York für die Gesamtvertragsumme von 1 150 000 Dollar vergeben.

V. Hauptkabel und Hänger.

Die Brücke wird von vier Kabeln von je 91 cm Durchmesser getragen. Die Kabel sind in Paaren, nebeneinander liegend, angeordnet. Jedes Kabel besteht aus 61 Litzen, die wiederum je 434 parallele, kaltgezogene und verzinkte Drähte von 4,98 mm Durchmesser enthalten. Die Einzeldrähte haben eine Streckgrenze von 10 550 kg/cm² und Bruchgrenze von 15 500 kg/cm². Die rechnungsmäßige Höchstbeanspruchung bei voller Last und niedrigster Temperatur ist auf 5770 kg/cm² festgesetzt worden.

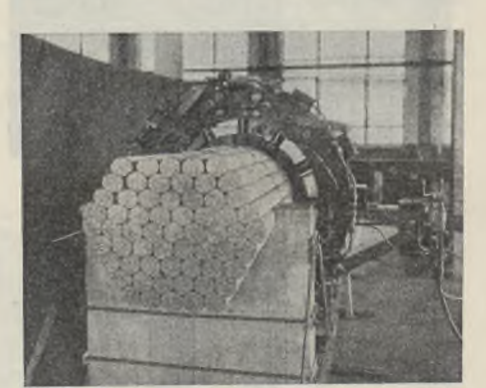


Abb. 21.

Die Verzinkung geschieht durch Durchziehen der Drähte durch ein Zinkbad und vergrößert den Durchmesser der unverzinkten Drähte von 4,88 mm auf 4,98 mm.

Die Kabel werden in bekannter Weise an Ort und Stelle gesponnen, maschinell zusammengedrückt und mit einer Drahtumwicklung zum Wetterschutz versehen. Abb. 21 u. 22 zeigen Probestücke des Kabels im Werk des Unternehmers.

Auf den Türmen ist das Kabel in Stahlguß-Sätteln gelagert, die während der Montage auf Gußstahl-Rollen verschiebbar sind. Die Verschieblichkeit wird später durch Vergießen der Rollen mit Hartblei aufgehoben. Die Längenänderungen der Kabel durch Verkehrslast und Wärmewechsel haben dann pendelnde Bewegungen der Turmspitzen zur Folge.

Die 18,3 m voneinander entfernten Querträger der Fahrbahn werden an jedem Ende durch 8 geflochtene Drahtseile von 7,3 cm Durchmesser an die Hauptkabelpaare gehängt. Jedes dieser Drahtseile enthält 283 verzinkte, kaltgezogene Drähte von 2,2 bis 4,55 mm Durchmesser.

Um die Tragfähigkeit der Hänger zu bestimmen, wurden Probebelastungen vorgenommen. Die über eine Scheibe von 100 cm Durchmesser gezogenen Seile brachen bei einer Bruchlast von 604 000 kg, was einer Beanspruchung von etwa 12 000 kg/cm² entspricht. In den Bedingungen war eine Bruchlast von etwa 11 000 kg/cm² gefordert.

Trotz aller Bemühungen ist es noch nicht einwandfrei gelungen, Drahtseile mit parallelen Drähten fabrikmäßig herzustellen; solche Seile haben eine hohe Elastizitätszahl und geringe Dehnung. Es mußten daher geflochtene Drahtseile mit kleinem E verwendet werden. Da die geflochtenen Seile sich anfänglich bedeutend dehnen, werden sie maschinell gereckt. Ein großer Teil der Hänger wird zu Tragseilen der Arbeitsbühnen vorübergehend gebraucht, wodurch die Elastizitätszahl erhöht wird.

Die Verbindung der Haupttragkabel und Hänger geschieht in bekannter Weise durch kräftige Stahlgußschellen, die aus zwei Teilen bestehen und mit starken Bolzen an das Kabel gepreßt werden. Die Hänger werden über diese Schellen geschlungen und durch Rillen in richtiger Lage gehalten.

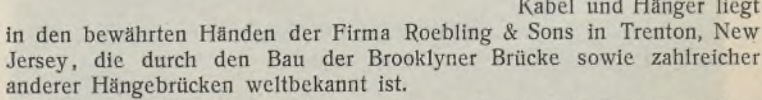


Abb. 22.

Die aufgespleißten unteren Enden der Hänger werden in konische Löcher zylindrischer Gußstücke eingeführt und mit Zink vergossen. Die Endversteifungen der Hauptquerträger sitzen auf diesen 22,5 × 30 cm großen Stahlgußzylindern unmittelbar auf.

Die Lieferung der Kabel und Hänger liegt in den bewährten Händen der Firma Roebling & Sons in Trenton, New Jersey, die durch den Bau der Brooklyner Brücke sowie zahlreicher anderer Hängebrücken weltbekannt ist.

Mit dem Spinnen des Kabels sollte im Juli d. J. begonnen werden. Man nimmt an, daß diese Arbeit einen Zeitraum von zehn Monaten in Anspruch nehmen wird.

Herstellung einer Flugzeughalle aus einer niedergelegten Luftschiffhalle.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur Heinrich Schoeme, Dortmund.

Die Luftschiffhalle in Löwental bei Friedrichshafen am Bodensee, welche in der Kriegszeit den Zeppelinfahrzeugen des Heeres Schutz und Unterkunft gewährt hatte, war überflüssig geworden, da dem Deutschen Reiche der Besitz von Kriegszeppelinen nicht mehr gestattet ist. Es wurde deshalb vom Reiche der Beschluß gefaßt, die Halle niederzulegen. Dieser Beschluß wurde noch unterstützt durch die Tatsache, daß der Grund und Boden, auf welchem die Luftschiffhalle stand, einen wertvollen Teil des Geländes darstellte, auf welchem ein neuer Flugplatz errichtet werden sollte.

Ungefähr zu gleicher Zeit, als der Abbruch der Halle erfolgte, entstand bei der Flughafen Friedrichshafen G. m. b. H. die Absicht, eine neue Unterkunftsmöglichkeit für ihre Flugzeuge zu schaffen. Es wurden zu diesem Zwecke mehrere Stahlbauanstalten zur Abgabe eines Angebotes für eine geeignete Flugzeughalle aufgefordert. Eine derartige Anfrage erhielt auch die Firma C. H. Jucho in Dortmund. Hier entstand nun der Gedanke, die Stahlkonstruktion und, soweit wie möglich, auch die übrigen Konstruktionselemente der der Zerstörung anheimgefallenen Luftschiffhalle (Abb. 1) zum Wiederaufbau der neuen Flugzeughalle zu verwenden. Dieser Gedanke fand bei allen Beteiligten verständnisvolle Aufnahme, da die neue Halle in unmittelbarer Nähe der alten errichtet werden sollte.

Es wurden von der Firma C. H. Jucho zwei Entwürfe aufgestellt (Abb. 2 u. 3), welche die Wiederverwendung eines großen Teiles des Altmaterials der Luftschiffhalle vorsahen. Die Hauptmenge der Stahlkonstruktion, die für die Wiederverwendung in Betracht kam, war bei der alten Luftschiffhalle in den Bindern und Pfetten enthalten. Die Binder waren als Dreigelenkbogen konstruiert, welche mit ihren Fußgelenken auf stählernen Wandböcken ruhten (s. Abb. 1). Die Pfetten bestanden aus

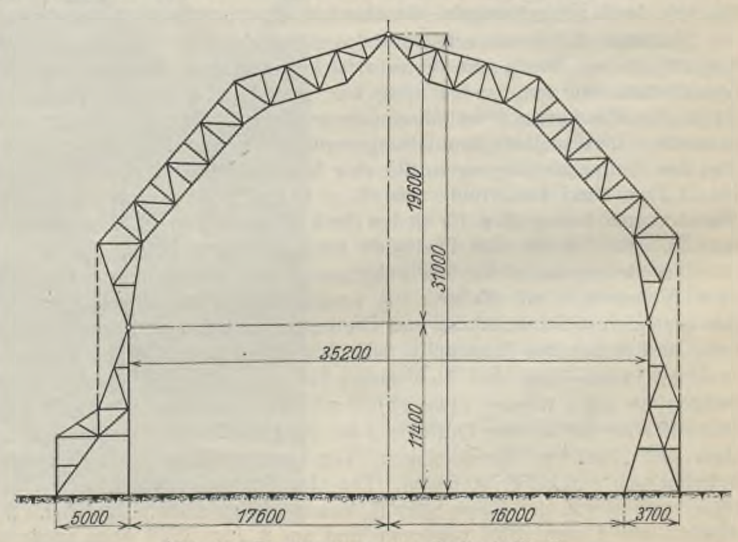


Abb. 1. Binder der alten Luftschiffhalle.

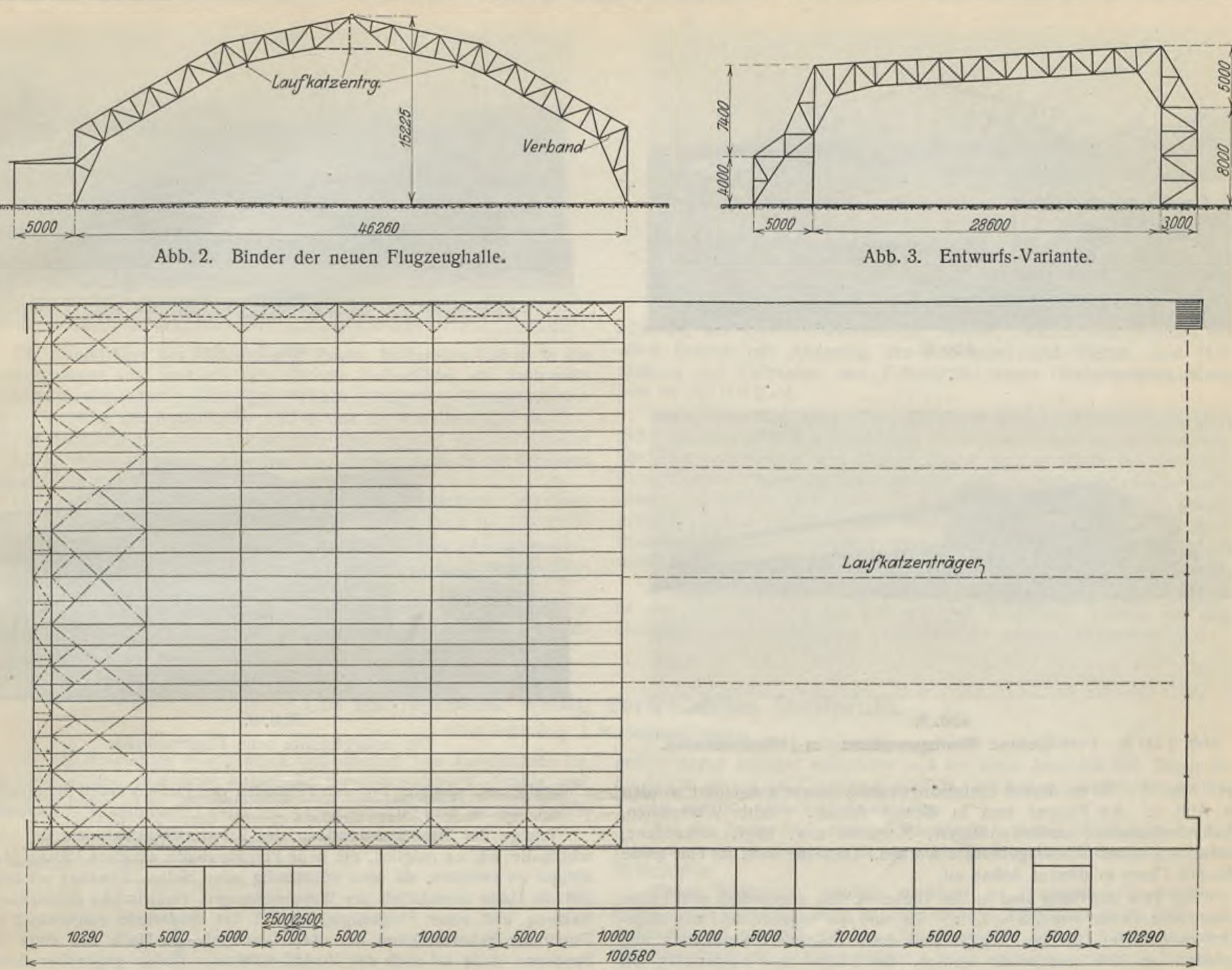


Abb. 2. Binder der neuen Flugzeughalle.

Abb. 3. Entwurfs-Variante.

Abb. 4. Grundriß der neuen Halle.

Z-Profilen, welche vermittels ⊥-Sprossen die Dacheindeckung aus Bimsbeton-Kassettenplatten trugen. Um die Neukonstruktion der Halle wirtschaftlich zu gestalten, mußte darauf gesehen werden, die Elemente möglichst ohne große Umarbeitungen bzw. Verstärkungen benutzen zu können. Dadurch lag von vornherein in großen Zügen die Form der Binder in der neuen Halle fest, nämlich entweder ebenfalls der Dreigelenkbogen oder der Träger auf drei Stützen, weil sich nur bei diesen Binderformen die Spannkräfte hinsichtlich Größe und Sinn ungefähr als dieselben ergaben, wie bei den Bindern der alten Luftschiffhalle.

Auf Grund dieser Erwägungen entstanden die neuen Formen der Halle, wie sie in Abb. 2 u. 3 dargestellt sind. Die Halle nach Abb. 2 wurde vom Auftraggeber zur Ausführung bestimmt, da bei dieser die Möglichkeit bestand, in beiden Giebelwänden Tore anzuordnen und somit den Raum der Halle vorteilhaft auszunutzen. Die einzelnen Binderscheiben wurden unverändert übernommen. Nur an den Verbindungsstellen mußten einige Knotenbleche und Stäbe neu eingezogen werden, da infolge der Anordnung von drei Laufkatzenträgern einige Verstärkungen notwendig waren. Diese Arbeiten konnten ohne größere Kosten auf der Baustelle ausgeführt werden. Die Hauptmenge der Pfetten, Sprossen und Oberlichter konnten ohne jede Bearbeitung wieder eingebaut werden, da als Binderentfernung die gleiche angenommen war wie bei der alten Halle. Lediglich in den Endfeldern war eine Änderung der Pfetten erforderlich, weil sie hier der Konstruktion der Giebelwände angepaßt werden mußten. Ferner konnten die Dachverbände in der alten vorhandenen Form übernommen und wieder eingebaut werden. Für die Wände und Torkammern sowie für die Dachkonstruktion des Anbaues und für die Laufkatzenträger wurden ebenfalls vorhandene, geeignete Stahlkonstruktionsteile wieder gebraucht. Hierbei ist zu erwähnen, daß bei der Anordnung der Lichtflächen darauf Rücksicht genommen wurde, daß auch ein Teil der mehrteiligen, vorhandenen schmiedeeisernen Fenster ohne Umarbeitung wieder eingebaut werden konnte. Die Ausmauerung der zum größten Teil $^1/_2$ Stein starken Umfassungs- und Zwischenwände geschah in der Hauptsache mit aus dem Hallenabbruch stammenden Ziegelsteinen.

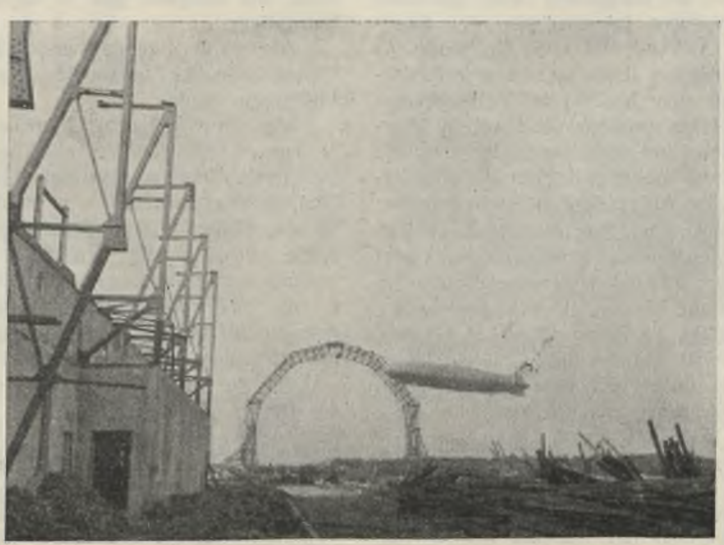


Abb. 5. Luftschiffhalle beim Abbruch.

Lediglich die vertikalen und horizontalen Tragkonstruktionen der Giebelwände, die Führungen für die Falttore, einige Vertikalverbände und die Binderverankerung mußten zur Vollendung des Ganzen neu hergestellt werden. Von den 254 t Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion waren 63 t Neukonstruktion, während der Rest von 191 t aus vorhandenen Teilen entnommen wurde. Die Halle hat eine nutzbare Größe von 46 × 96 m und eine Torhöhe von 7,5 m. Hierzu kommt noch ein Anbau

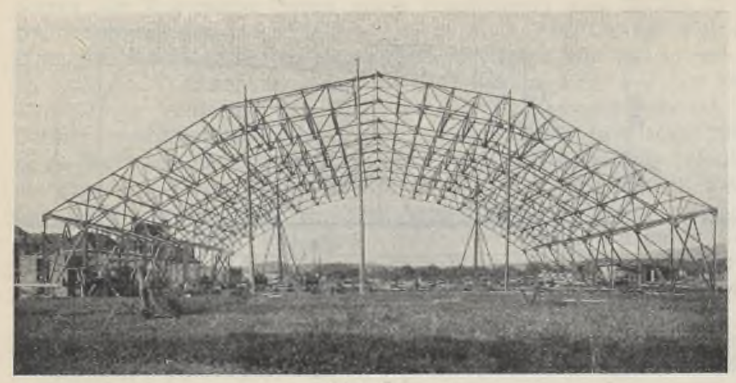


Abb. 6.



Abb. 7.



Abb. 8.

Abb. 6 bis 8. Verschiedene Montagezustände des Hallenneubaues.

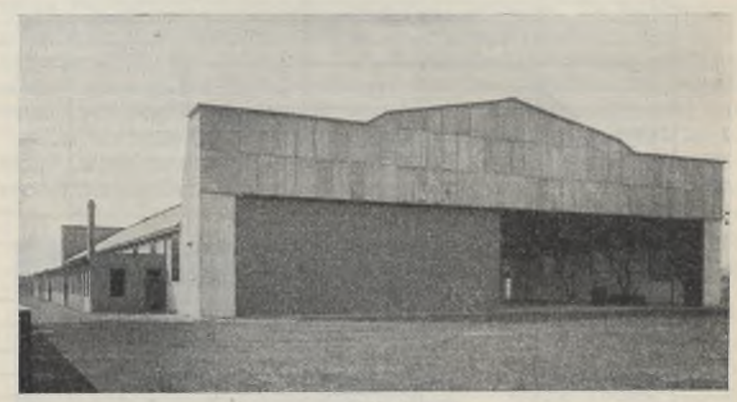


Abb. 9.

Die fertiggestellte neue Flugzeughalle.

von etwa 5 × 80 m, dessen Umfassungswände massiv ausgeführt wurden (s. Abb. 4). Als Fenster sind in diesem Anbau, welcher Werkstätten, Aufenthaltsräume, sanitäre Anlagen, Magazine usw. birgt, vorhandene, hölzerne Fenster wieder gebraucht worden. Dasselbe trifft für eine große Anzahl Türen in diesem Anbau zu.

Die Tore der Halle sind in den Giebelwänden angeordnet und haben eine lichte Größe von 7,5 × 42 m. Sie sind als sogenannte Faltschiebetore ausgebildet. Je zwei Flügel sind durch Scharniere verbunden und können um 90° geschwenkt werden. Die Flügel sind beiderseitig mit Blech verkleidet und werden in der Mitte unten durch eine gefederte Rolle abgestützt, welche auf einer Führungsschiene läuft. Oben werden die Flügel ebenfalls durch Rollen und Führungswagen in einer besonderen Laufschiene geführt. Oberhalb der Tore ist die Hallenwand mit Eternit auf Holzschalung verkleidet. Die Eternitplatten sind den Toren der Luftschiffhalle entnommen. Für den Fußboden der Halle wurden Steinplatten verlegt, welche dem Fußbodenbelag der alten Luftschiffhalle entstammen.

Infolge der Wiederverwendung des Konstruktionsmaterials der Luftschiffhalle war es möglich, die neue Flugzeughalle um etwa 150000 Mark billiger zu erstellen als eine vollständig neue Halle. Erwähnt sei noch, daß die Halle hinsichtlich der Wasserleitungen, elektrischen Beleuchtung, Heizung und einer Flugzeugwaage auf das modernste eingerichtet ist. Durch die Rekonstruktion der oben beschriebenen Halle aus einer vorhandenen Halle ist auch der Vorteil stählerner Hallen gegenüber Betonkonstruktionen deutlich erkennbar. Diejenigen Stahlkonstruktionen der alten Halle, welche nicht wieder gebraucht werden konnten, wurden noch zu dem nicht unerheblichen Schrottwert verkauft. Die nachstehenden Bilder lassen den Bauvorgang erkennen. Abb. 5 stellt den Abbruch der Zeppelinhalle dar, Abb. 6 bis 9 den Neubau der Flugzeughalle.

Alle Rechte vorbehalten.

Ästhetik im Stahlbrückenbau.

Ludwigsbrücke über den Inn bei Rosenheim (Bayern).

Von **Karl Protzmann**, Ingenieur, Würzburg.

Mit dem Schlagwort „Einpassung in die Umgebung" oder „Störung des Landschaftsbildes" wird von einseitigen Interessenten der Stahlbrückenbau vielfach bekämpft. Dieser Umstand und auch die häufig ins Treffen geführte Ansicht unruhiger Wirkung des „Liniengewirres" bei Fachwerkbrücken gab in geeigneten Fällen den Anstoß, zu Vollwandkonstruktionen der Brückenhauptträger auch bei größeren Stützweiten überzugehen. Die praktische Möglichkeit hierzu bot selbstverständlich erst die Entwicklung der Walzwerke, die bald zu vorteilhaften Preisen die erforderlichen Wandbleche in den benötigten großen Abmessungen liefern konnten.

Die natürliche Gliederung der vollwandigen Blechbalken durch ihre mit Nietreihen belebten Gurtungen, Stoßlaschen und Aussteifpfosten bietet ohnehin gute Flächenwirkung. Immer wird es aber eine Sache des gesunden Geschmackes und der Kostenfrage bleiben, die eine oder andere Bauart, also durchbrochen oder vollwandig, an ihrem Platze zu wählen. Die Unterhaltungsfrage dürfte dabei nicht gerade unbeachtet gelassen werden. Vielfach wird bei der Wahl unter den Bauvorschlägen der ästhetische Gesichtspunkt in den Vordergrund gestellt, dabei die gute Ausbildung der Brückentafel und die Unterhaltungsmöglichkeit weniger gut zugänglicher Stellen der Tragwerke bei Bewertung der Qualität der Entwürfe zu wenig berücksichtigt.

Die Oberste Baubehörde in Bayern hat schon frühzeitig bei Neu- und Umbauten von Brücken den Standpunkt der Ästhetik mit in den Vordergrund gestellt. Diese Bestrebung wurde zudem noch unterstützt durch die Tätigkeit des in Bayern bestehenden Landesausschusses für Naturpflege.

Als gutes Beispiel ersprießlicher Zusammenarbeit der genannten Stellen kann der Umbau der Straßenbrücke über den Inn bei Rosenheim angesehen werden.

Die im Straßenzug München—Rosenheim—Salzburg liegende, am 21. Januar 1866 dem Verkehr übergebene Brücke war in Eisenkonstruktion mit „Pauli"-Trägern erstellt und hatte eine mit Holz abgedeckte Fahrbahntafel, welche etwa 1,20 m unter den Hauptträgerstützpunkten lag (Abb. 1). Da das Bauwerk den gesteigerten Verkehrsbelastungen nicht mehr genügte und auch im Hinblick auf die hohen Unterhaltungskosten der hölzernen Fahrbahn, war der völlige Abbruch nötig.

Im engeren Wettbewerb wurde für die Ersatzbrücke zur Ausführung der Entwurf der Brückenbauanstalt Gg. Noell & Co., Würzburg, gewählt, und von dieser Firma im Jahre 1914 der Umbau durchgeführt (Abb. 2).

Für die neue Brücke wurde unter Benutzung der bestehenden Pfeiler die Dreiteilung beibehalten mit Stützenabständen von 39,80 m für die Außenfelder und 40,16 m für das Mittelfeld. Durch fünf Hauptträgerzüge, die als vollwandige Gerberträger ausgebildet und mittels Querrahmen gekuppelt sind, wird die 6,5 m breite, oben liegende Fahrbahn getragen. Die beiderseitigen 1,8 m breiten Fußwege sind konsolartig ausgekragt, unter welchen die städtischen Wasser- und Soleleitungsrohre der Saline, sowie Telephon- und Starkstromkabel zugänglich gelagert sind.



Abb. 1. Die alte Schweißeisenbrücke aus dem Jahre 1866.



Abb. 2. Die neue Brücke.

Die Hauptträger der Mittelöffnung kragen beiderseits 7,96 m in die Seitenöffnungen vor, wodurch sich für die Außenfelder die Stützweite auf 31,84 m abmindert. Über den Pfeilern beträgt die Wandblechhöhe 3,68 m, in Mitte der Außenfelder 1,73 m und im Mittelfeld 2,25 m.

Zur Erzielung günstiger Steigungsverhältnisse sind die Außenfelder mit 1,5 % Neigung verlegt. Zwischen den Pfeilern verläuft die Fahrbahn parabelförmig mit 0,15 m Pfeil.

Die Fahrbahndecke besteht aus 15 cm starkem Granitpflaster auf Sandbettung mit Betonunterlage, welche durch Belagprofile Burb. Nr. 120 × 240 getragen wird. Die Fugen der Pflasterung sind mit Asphalt ausgegossen, wodurch eine gute Isolierung erreicht ist. Die 10 cm starken Monierplatten der Fußwege haben 2 cm Asphaltaufstrich.

Das Gewicht der neuen Stahlkonstruktion beträgt rd. 500 t und der Brückenumbau erforderte mit Erstellung einer Notbrücke zur Aufrechterhaltung des Verkehrs während der Bauzeit, einschließlich Abbruch der alten Brücke mit Änderung der Widerlager und Pfeiler, und Herstellung der Fahrbahn- und Fußwegtafel einen Gesamtkostenaufwand von rd. 220 000 R.-M.

Nicht unerwähnt soll bleiben, daß die abgebrochene Eisenkonstruktion (Schweißeisen) nach fast 50jährigem Bestand noch sehr gut erhalten war. Die Stoßverbindungen und Nietanschlüsse zeigten durchwegs einwandfreien Zustand. Bemerkenswert ist auch, daß die aus sieben Lagen Breiteisen bestehenden Untergurte in ganzer Länge mit konischen Bolzen gebunden waren und beim Auseinandernehmen nicht die allergeringsten Rostbildungen zum Vorschein kamen. Die überdeckten Eisenflächen waren mit Bleimennige gestrichen.

Wie das Schaubild der neuen Brücke erkennen läßt, kann der Umbau in der Gesamtwirkung als gut gelungen bezeichnet werden und die Grundform diente wiederholt als Vorbild für spätere Brückenbauten.

Alle Rechte vorbehalten.

Ein im Hochbau wenig verwendetes Stahlprofil.

Von Dipl.-Ing. **J. H.-Schaim,** Berlin.

Für die Ausbildung von Stützen und speziell von Außenstüzen im Skelettbau eignen sich nicht immer die sonst benutzten ⊏-Profile und Breitflanschträger. Der ⊐⊏-Querschnitt ist sehr zweckmäßig. Die Stütze läßt sich gleich steif nach beiden Richtungen ausbilden; die anschließenden Träger lassen sich auch durchstecken und steif mit der Stütze verbinden. Der einzige Nachteil, der diesen Stützen anhaftet, ist, daß sie mehr Werkstattarbeit erfordern.

Ausmauerung d. Stützen in Formsteinen. (Bei Belageisen mit senkrechten Schenkeln wesentlich einfachere Ausmauerung.)

Die Stützen aus Breitflanschträgern haben nach der y-Achse geringeres Trägheitsmoment. Infolgedessen sind sie auch weniger steif, der Knickgefahr wegen weniger ausnutzbar und der steife Anschluß der Träger an die Stütze ist nur auf Umwegen möglich. Sie haben jedoch einen großen Vorteil, nämlich einfachste Ausbildung.

Auf der Suche nach einem Stützenprofil, welches die Vorteile beider Stützenformen vereinigt, stößt man im Profilbuch auf die polygonalen Belagprofile.

Dieses Walzprofil, welches meistens im Brückenbau Verwendung findet, kann vorteilhaft auch im Stahlhochbau, insbesondere als Stütze in Außenwänden gewählt werden. Ein Vergleich der drei verschiedenen Stützenquerschnitte läßt den statischen Vorteil des Belagprofils als Stützenquerschnitt erkennen:

Profil	Gew. kg/m	F cm²	J_x cm⁴	J_y cm⁴	i_x cm	i_y cm	$\frac{J_{min}}{g}$ [1]
⊐⊏ 12 (Spreizung 10 cm)	26,8	34,0	728	1565	4,62	6,80	21,0
I P 12	27,2	34,6	852	276	4,96	2,82	10,1
⎍ 120 · 240	19,7	25,1	541	1110	4,64	6,64	27,5
⊐⊏ 14 (Spreizung 10 cm)	32,0	40,8	1210	1980	5,45	6,98	29,0
I P 14	34,1	43,4	1490	480	5,86	3,32	14,1
⎍ 130 · 260	26,7	34,1	866	1780	5,05	7,23	32,4
⊐⊏ 16 (Spreizung 10 cm)	37,6	48,0	1850	2410	6,20	7,08	38,0
I P 16	45,8	58,4	2630	958	6,71	3,82	20,9
⎍ 150 · 300	34,9	44,5	1490	3040	5,80	8,28	42,7

Leider sind diese Belagprofile nur in drei Größen vorhanden und mit verhältnismäßig kleinem Querschnitt.

Ein ⎍-Profil mit geringerer Schenkelneigung oder senkrechten Schenkeln und in größeren Abmessungen wäre ein großer Gewinn für den Skelettbau.

Das Profil bietet die Möglichkeit, mit geringstem Gewicht und geringster Werkstattarbeit eine Stütze herzustellen, welche sowohl die Erzielung steifer Anschlüsse für die anzuschließenden Träger, als auch eine Vereinfachung der Ausmauerung erlaubt. (Siehe Abbildung.)

[1] Die Werte $\frac{J_{min}}{g}$ beziehen sich auf den lfdm fertige Stütze. (Bei ⊐⊏ sind 30 % für Bindungen zugeschlagen.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Brücke in km 64,9 der Strecke Leipzig—Hof.

Von Dipl.-Ing. **Walter Kaufmann**, Leipzig.

Unter den brückenbautechnischen Aufgaben, die in der jüngsten Zeit der Reichsbahndirektion Dresden zur Erledigung oblagen, und deren Lösung nur dem Stahlbrückenbau überlassen werden konnte, verdient die Erneuerung der Überbauten der Brücke in km 64,9 Leipzig—Hof wegen ihrer Eigenart besondere Erwähnung. Die wachsenden Betriebslasten erforderten hier nicht nur stärkere Überbauten, welche ohne Störung des Betriebes eingewechselt werden sollten, sondern es sollte zugleich auch eine Umwandlung der bisherigen Brücke mit drei Öffnungen in eine neue mit zwei Öffnungen vollzogen werden. Diese letzte Forderung ergab sich aus den Verkehrsverhältnissen auf der unterführten Straße. Wie

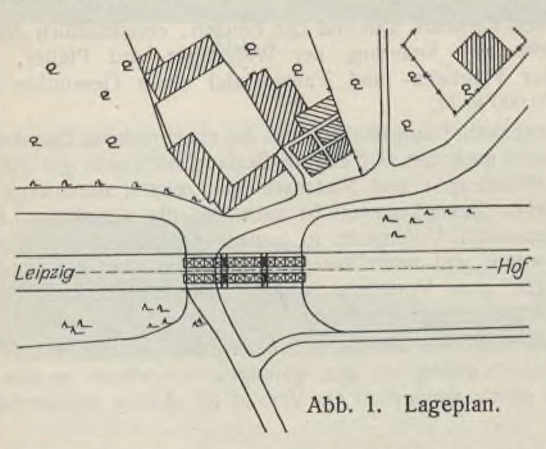


Abb. 1. Lageplan.

man aus vorstehender Skizze Abb. 1, welche die Brückenstelle vor dem Umbau darstellt, ersieht, teilt sich unmittelbar an der Brücke die unterführte Straße scharf nach rechts und links. Jedoch war dem Verkehr auf der Straße durch die vorhandenen massigen zwei Pfeiler aus Ziegelmauerwerk alle Sicht genommen, und es war dringend geboten, die Mauerpfeiler, welche sich zudem in schlechtem baulichen Zustande befanden, zu beseitigen. Man hat diese Aufgabe in der Weise gelöst, die Brücke in nur zwei Öffnungen zu unterteilen und den verbleibenden einen Pfeiler in Stahlfachwerk auszuführen, der zur Entlastung der hohen ebenfalls aus Ziegelmauerwerk bestehenden Widerlager die Bremskräfte aufnehmen sollte. Die Straßenöffnung gewann durch die Umbildung der Brücke an lichter Weite, was selbstredend willkommen war. Der für diese Öffnung vorgesehene Überbau mußte, um den darunter hindurchgehenden Straßenverkehr vor Tropfwasser usw. zu schützen, eine dichte Fahrbahn erhalten, welche außerdem mit Rücksicht auf die Anwohner ein möglichst geräuschloses Befahren durch die Eisenbahnfahrzeuge verbürgen sollte. Ferner blieb für die Wahl der neuen Überbauten noch maßgebend, daß die Auflager der neuen Gleisträger, um kostspielige Veränderungen des Widerlager-Mauerwerks zu vermeiden, in dieselbe Höhe zu liegen kamen wie bisher, und daß eine glatte Einwechslung in knappen Betriebspausen möglich war.

Die Brücke ist zweigleisig und bestand bisher aus Blechbalken-Gleisträgern von je 10,75 m Stützweite mit obenliegender offener Fahrbahn. Für die Ausführung des Neubaues wurden vier Gleisträger aus Stahl St 37 und zwar mit 16,3 m Stützweite gewählt. Die Fahrbahn liegt bei den neuen Gleisträgern ebenfalls oben und besteht wie vorher aus Querschwellen. In der Straßenöffnung wurde die Fahrbahn jedoch außerdem durch Tonnenbleche, die sich unter den Querschwellen von Obergurt zu Obergurt ziehen und mit etwa 2 cm Kies ausgefüllt wurden, abgedichtet.

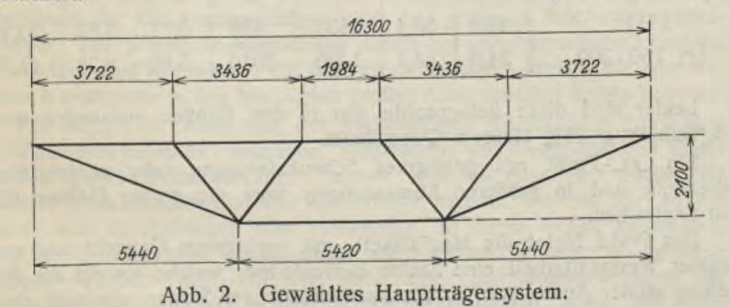


Abb. 2. Gewähltes Hauptträgersystem.

Bei den weiteren Entwurfsarbeiten wurden für die Ausbildung der Hauptträger etwa 1,6 m hohe Blechträger, deren Untergurte an den Auflagern hochzuziehen waren, und, da genügend Bauhöhe zur Verfügung stand, Hängewerke mit 2,10 m Systemhöhe in Betracht gezogen. Erfahrungsgemäß geben hohe Blechträger einen guten Resonanzboden für die Geräusche beim Befahren ab, zumal wenn Tonnenbleche die Fahrbahn abschließen, und befinden sich damit gegenüber einem Hängewerk, dessen biegungsfester Balken nur geringe Höhe erfordert, im Nachteil. Andererseits besitzt ein Hängewerk, das üblicherweise als Wandstäbe nur Pfosten aufweist, die unangenehme Eigenschaft, daß es bei Verkehrsbelastung große Durchbiegungen erfährt.

Man hat daher zur Ausführung ein neuartiges Hängewerk bestimmt, das durch Anordnung von Streben an Stelle der Pfosten versteift wird und dadurch fast noch geringere Durchbiegung aufweist als ein Blechträger. Das System ist aus Abb. 2 zu ersehen. Die Ausführung hat er-

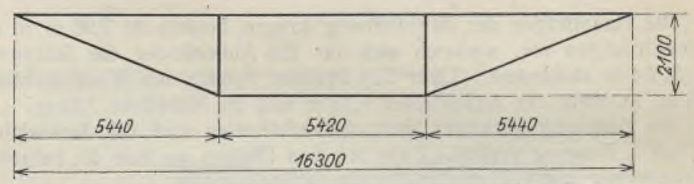


Abb. 3. Bisher übliche Form des unterspannten Balkens.

wiesen, daß dieses Hängewerk gegenüber dem Blechträger 8 % Gewichtsersparnis bringt, und daß es auch leichter wird als die üblichen Systeme unterspannter Balken (s. Abb. 3), zeigen die Kurven der Momente aus den Verkehrslasten. Die Bestimmung der Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE), daß bei Wechselmomenten sein muß

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{\max M + 0{,}3 \min M}{W_n} \\ \text{bzw.}\quad \dfrac{\min M + 0{,}3 \max M}{W_n} \end{array}\right\} = \sigma_{\text{zul}} \leqq 1400 \text{ kg/cm}^2,$$

spielt hierbei eine besondere Rolle. Auf der rechten Hälfte des Balkens in Abb. 4 sind die Werte $\max M_p + 0.3 \min M_p$ oder $\min M_p + 0{,}3 \max M_p$ aufgetragen worden, und man sieht, daß beim versteiften Hängewerk diese Werte bedeutend geringer ausfallen als bei dem System nach Abb. 3.

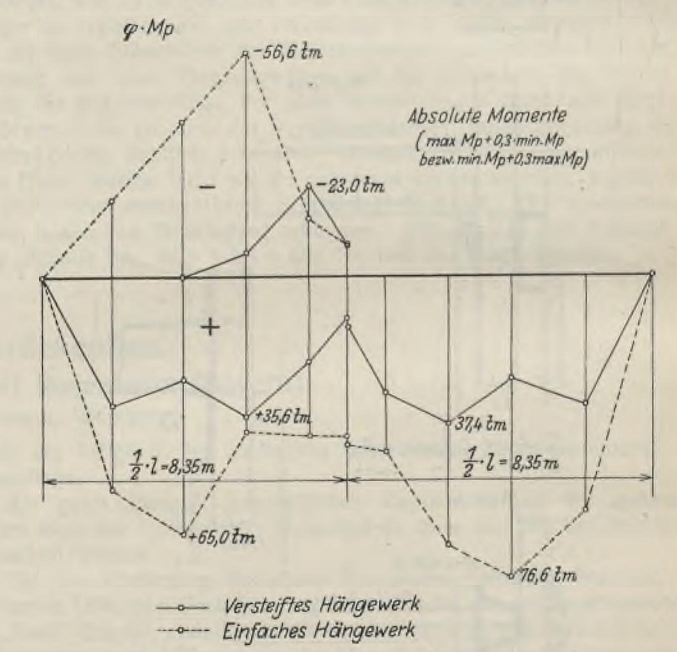


Abb. 4. Momente aus den Verkehrslasten.

Wenn auch die Stabkräfte für die Fachwerkstäbe des versteiften Hängewerkes etwas größer werden als die der einfachen Hängewerke, so fallen doch dafür die Biegungsmomente im Balken so klein aus, daß der Vorteil einer Gewichtsersparnis beim versteiften Hängewerk gegenüber den einfachen Hängewerken offensichtlich ist.

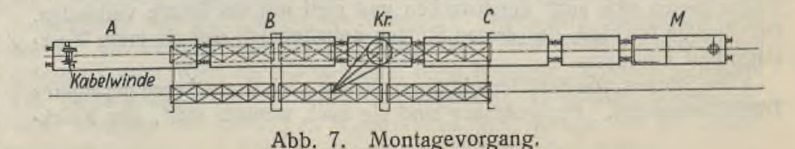


Abb. 7. Montagevorgang.

Abb. 5. Hauptträger und Mittelstütze.

Abb. 6. Querschnitt.

Die Konstruktion der neuen Gleisträger geben ausschnittsweise die Abb. 5 und 6 wieder. Der Anschluß des Hängegurtes am biegungsfesten Balken ist so ausgebildet worden, daß aus ihm keine Schwierigkeiten bei der Einwechslung der Gleisträger mittels Rollen entstehen konnten. Die Konstruktion der Mittelpfeiler ist ebenfalls aus Abb. 5 ersichtlich. Seine Fundamente sind mit Rücksicht auf den vorhandenen Hochwasserspiegel hoch gezogen.

Die Gleisträger wurden in der Werkstatt fertig zusammengebaut und an Baustelle mittels Eisenbahnkrane auf Gerüsten neben den alten Gleisträgern im ganzen abgesetzt. In einer Betriebspause, während welcher beide Gleise stilllagen, wurde auf dem einen Strang ein Bauzug mit einem Eisenbahnkran und zwei leeren Eisenbahnwagen aufgestellt (s. Abb. 7). Der Kran hob in kürzester Zeit die drei alten Gleisträger des andern Stranges aus den Lagern und verlud sie auf die leeren Wagen. Dabei wurde ein Gleisträger erst einmal auf den Wagen B abgesetzt und dann mittels einer Winde auf den Wagen A hinüber gerollt, so daß der Wagen B für die Verladung eines anderen Gleisträgers frei wurde. Nach der Aushebung gingen Abbruch-Kolonnen daran, die Köpfe der alten Mauerpfeiler so weit herunterzubrechen, bis die neuen Gleisträger von seitwärts einfahren konnten. Die Einwechslung zweier neuer Gleisträger einschließlich Abbruch der Pfeilerköpfe war in etwa sieben Stunden beendet; hierbei lagen beide Gleise gleichzeitig zwei Stunden still.



Abb. 8. Die neue Brücke unmittelbar nach ihrer Fertigstellung.

Bei Inbetriebnahme der neuen Gleisträger hat sich erwiesen, daß das beim Befahren entstehende Geräusch bedeutend geringer ist als bei anderen Brücken aus Vollwand-Blechträgern. Zu einem gewissen Teile mag die geräuschdämpfende Zwischenlage zwischen Schiene und Rippenplatte dazu beitragen, in der Hauptsache ist die Milderung des Geräusches aber darauf zurückzuführen, daß der biegungsfeste Balken dank dem gewählten Hauptträgersystem sehr niedrig gehalten werden konnte.

Abb. 8 stellt eine photographische Aufnahme der neuen Brücke dar.

Die neuen Gleisträger wurden im Jahre 1928 von der Firma Franz Mosenthin, Leipzig, hergestellt und eingewechselt.

Verschiedenes.

Maschinenhaus der Zeche Sachsen in Ahlen bei Hamm. Das in Abb. 1 im Querschnitt veranschaulichte Bauwerk besteht aus dem eigentlichen Maschinenhaus und dem angebauten Schalthaus, von denen das erstere eine Länge von 107 m, das letztere, mit dem einen Giebel mit dem Maschinenhaus bündig liegend, eine solche von 37 m hat. Die Umfassungswände sind massiv; sie tragen nicht nur das Dach, sondern auch, auf vorgebauten Pfeilern, die Kranbahn. Zwischen dem Maschinenhaus und dem Schalthaus stehen vollwandige Stahlstützen.

Die Oberkante der Maschinenfundamente liegt — 5,5 m über dem Erdboden — in Höhe der ersten Bühne des Schalthauses. Die ersten zwei Bühnen des Schalthauses sind in das Maschinenhaus stufenweise vorgebaut und bieten dadurch dem Laufkran des Maschinenhauses die Möglichkeit, schwere Ausrüstungsgegenstände auf sie abzusetzen. In der Längsrichtung sind die Stützen des Schalthauses unregelmäßig ausgeteilt (3 — 3,5 — 4 m) und fallen in der Flucht mit den Hauptstützen, die in 7,5 m Abstand (entsprechend der Binderentfernung im Maschinenhaus) stehen, nicht zusammen.

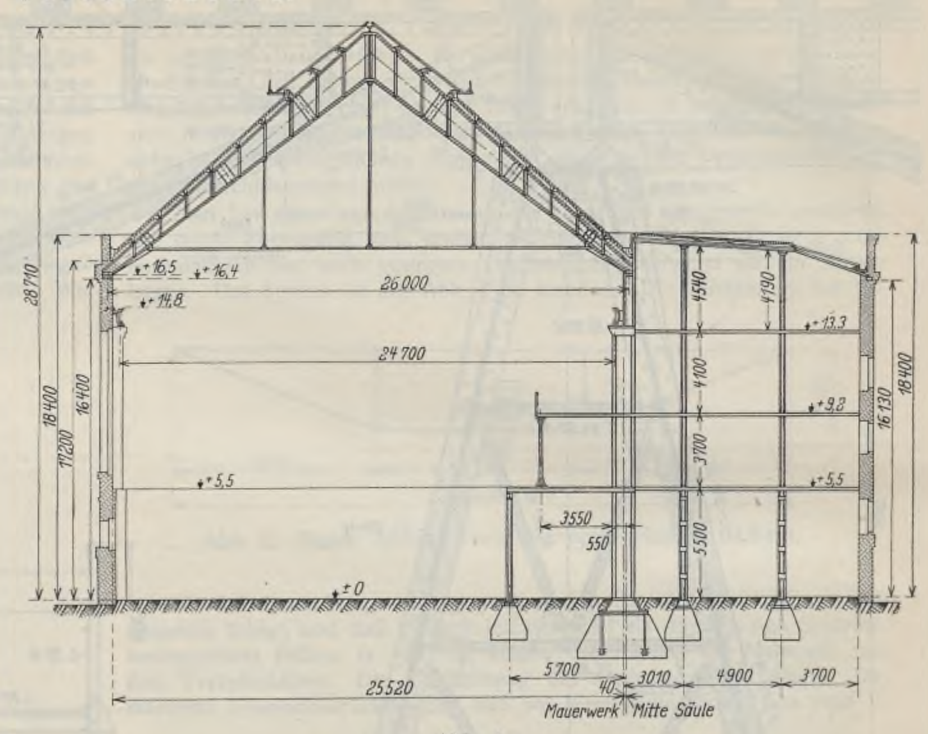


Abb. 1.

Die vollwandigen Dachbinder des Maschinenhauses sind als Zweigelenkbogen mit Zugband ausgebildet. Drei Gitterpfetten halten die Binderuntergurte; die übrigen Pfetten sind einfache Walzträger. Zwischen den Pfetten spannt sich eine Eisenbeton-Voutenplatte als Dachdecke. Im First liegt ein breites Oberlicht, an dessen Traufen Laufstege umlaufen. Das Oberlicht wird von zwei Lüftungsaufsätzen mit je 15 × 5 m Grundfläche durchbrochen. An den Giebeln ist das Dach des Maschinenhauses abgewalmt. Das Dach des Schalthauses fällt an der Traufe in einer flachen Glasmansarde ab, die an den Giebeln umläuft. Ein Bild von der Montage gibt Abb. 2. Die Ausführung erfolgte durch die Firma C. H. Jucho in Dortmund.

Czech.


Abb. 2.

Lieferbedingungen und Prüfverfahren für Bleimennige Nr. 844 B und Eisenocker Nr. 844 E. Unter Vermittlung des Reichsausschusses für Lieferbedingungen (RAL) beim Reichskuratorium für Wirtschaftlichkeit (R. K. W.) wurden von Vertretern der Erzeuger-, Händler- und Verbraucherkreise einschließlich der Behörden und Wissenschaft vorgenannte Lieferbedingungen und Prüfverfahren aufgestellt.

Die Lieferbedingungen und Prüfverfahren für Bleimennige Nr. 844 B sind bezüglich ihrer Verwendung durch den Zusatz „zu Anstrichzwecken" besonders gekennzeichnet. Unter „Sorten" werden Trockenfarbe und Ölpaste als Hauptgruppen genannt, von denen die erstere wieder in vier und die letztere in zwei Untergruppen aufgeteilt sind. Dementsprechend sind auch die „Eigenschaften" der Hauptgruppen Trockenfarbe und Ölpaste getrennt behandelt und ausführlich erklärt. Bleimennige wird zwar im allgemeinen nicht nach Muster gekauft, jedoch ist der Begriff des evtl. in Frage kommenden Typenmusters ausdrücklich vereinbart. Hierauf folgen Angaben über „handelsübliche Verpackung" im Groß- und Einzelhandel für Trockenfarbe und Ölpaste, sowie Vorschriften über die „Probenahme aus der Lieferung". Die „Prüfverfahren" umfassen Untersuchungen der Trockenfarbe und der Ölpaste, von denen die erstere Prüfvorschriften auf Schönungsmittel, Bestimmungen des Trocknungsverlustes, der Gesamtverunreinigung und des Bleisuperoxyds sowie des Absitzvolumens enthält.

Die Lieferbedingungen und Prüfverfahren für Eisenocker Nr. 844 E haben den gleichen schematischen Aufbau. Es wird unter „Sorten" unterschieden zwischen „Eisenocker" allgemein und „kalkarme Eisenocker". In besonderen Abschnitten werden die „Eigenschaften" dieser Sorten kurz gekennzeichnet, d. h. es wird jeweils der Gehalt an Eisenoxyd, an Kalk usw. angegeben. Da es sich bei der Verschiedenheit der Ockerarten empfiehlt, nur nach Muster zu kaufen, sind die entsprechenden Muster (Ausfallmuster und Typenmuster) besonders definiert. Nach Angaben über die „handelsübliche Verpackung" folgt eine genaue Vorschrift über die Methode der „Probenahme" und der hierzu erforderlichen Mengen. Schließlich sind in einem besonderen Abschnitt genaue „Prüfverfahren" zusammengestellt, die sich auf Farbenvergleich, Bestimmung des Eisenoxydgehaltes und Kalkbestimmung erstrecken. Bei den Vorschriften über die Bestimmung des Eisenoxydgehaltes sind die entsprechenden Reagenzien wiedergegeben.

Diese Lieferbedingungen und Prüfverfahren, die nunmehr im Druck erschienen und durch den Beuth-Verlag, Berlin S 14, Dresdener Str. 97 zu beziehen sind, stellen die Vorläufer weiterer, teilweise schon festgelegter Vereinbarungen auf dem Gebiete der Pigmente für Rostschutzfarben dar. Die dahinter stehenden Kreise, die sich an den Arbeiten beteiligt, die Vereinbarungen durch Unterschrift anerkannt und auf deren Anwendung hinzuwirken sich verpflichtet haben, setzen sich aus mehr als 80 Körperschaften der maßgeblichsten Erzeuger-, Handels- und Verbraucherkreise, sowie den Behörden, gesetzlichen Berufsvertretungen, Prüf- und Forschungsanstalten und einigen anderen Organisationen zusammen. Sie sind in einer besonderen Liste den eigentlichen Lieferbedingungen und Prüfverfahren vorangestellt, um die Allgemeingültigkeit dieser Vorschriften hervorzuheben, sie in ihrem Wert zu erhöhen und ihnen damit gleichzeitig eine weitgehende und rasche Einführung in die Praxis zu garantieren.

Erzeuger und Handel könnten die Einführung dieser Vereinbarungen selbstverständlich durch fortlaufende entsprechende Hinweise in Angebotsformularen, Preislisten, Werbeblättern, Inseraten und Auslagen wesentlich unterstützen. Ebenso kann auch der Verbraucher zu vermehrter Anwendung der RAL-Vereinbarungen beitragen, wenn er im Groß- und Kleinverkauf Angebote nach RAL-Lieferbedingungen anfordert. Dies liegt sogar in seinem eigensten Interesse, da ihm hierdurch eine Garantie für Qualitätserzeugnisse und wirtschaftlichen Verbrauch geboten wird.

Berichtigung. Das neue Geschäftshaus der „DEBEWA" in Mannheim. In dem unter dieser Überschrift in Heft 15 „Der Stahlbau" veröffentlichten Aufsatz von Oberingenieur Moosbrucker sind durch ein bedauerliches technisches Versehen die Unterschriften der Abb. 10 und 11 vertauscht und die Abb. 10 auf den Kopf gestellt worden.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang | BERLIN, 6. September 1929 | Heft 18

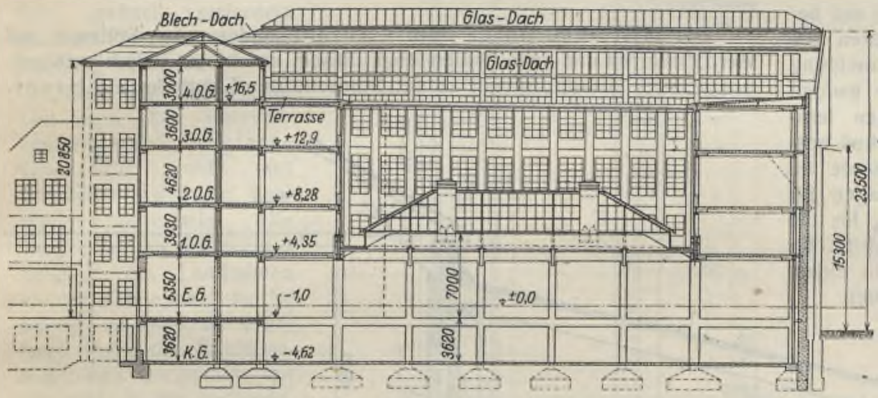
Alle Rechte vorbehalten.

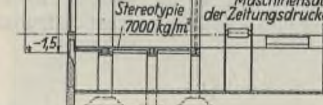
Das Druckereigebäude „Knorr & Hirth" in München.

Von Dr.-Ing. ehr. **Wilhelm Kitz**, München

Dieses Gebäude stellt ein sehr beachtenswertes Beispiel der Verwendung des Stahlskeletts bei der Errichtung hoher, schwer belasteter Industriebauten dar. Der Bau bedeutet sowohl im Entwurf wie in der Ausführung einen Fortschritt der Entwicklung dieser Bauart und ihrer Verbreitung in den Großstädten Süddeutschlands. Die großen Vorzüge, welche dem Stahlskelettbau, vor allem im Großgeschoßbau innewohnen, hatten schon in den letzten Jahren bei Kaufhäusern, Geschäftshäusern, Vergnügungstätten größten Stils zu seiner Anwendung in Mannheim, Stuttgart, Frankfurt a. M. und anderen süddeutschen Hauptstädten geführt. Im Falle des Druckereigebäudes Knorr & Hirth traten, wie die nachfolgende Beschreibung wurfes erfolgte die Vergebung der Fundierungs- und Bauarbeiten an die Firma Heilmann & Littmann, München, während die Ausarbeitung und die Lieferung der Stahlkonstruktion der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg, übertragen wurde. Dieser oblag auch die Stellung der sachverständigen Monteure und Facharbeiter für Ausführung der recht schwierigen Montage. Über den gesamten Bau berichtet eine von den Münchener Neuesten Nachrichten herausgebrachte Festschrift, welche Herrn Geheimrat Professor Littmann zum Verfasser hat.

Im nachfolgenden soll im besonderen die Stahlkonstruktion behandelt werden.





Schnitt in der Längsachse. Abb. 1. Schnitt in der Querachse.

dartun soll, diese Vorzüge bei einem Industriebau erst recht in Erscheinung. In erster Linie sind sie in der hohen Anpassungsfähigkeit gegeben, welche die Stahlbauweise bei stückweiser Errichtung von Gebäuden, bei abwechselndem Abbruch alter Bauten und Aufbau neuer Bauteile und bei vorzeitig bedingter Eröffnung von Teilbetrieben bietet. Bei keinem anderen Baustoff und Bausystem wäre diese stückweise, schon bei den Fundamenten beginnende Art des Bauens möglich gewesen wie hier beim Stahlskelettbau. Auch die wesentlich herabgeminderte Empfindlichkeit gegen Fundamentsetzungen, wie sie bei den überaus hohen Belastungen wohl eintreten können, sowie die unbedingte Sicherheit der Berechnung aller Kräfte und Spannungen eines Stahlbaues müssen als auffällige Vorteile des Systems gebucht werden. Zudem haben die wirtschaftlichen Bedenken, welche man noch vor wenigen Jahren gegen den Stahlskelettbau zu Felde führte, wesentlich an Berechtigung eingebüßt. Es sei in dieser Hinsicht auf einen Aufsatz des Herrn Dr.-Ing. Jackson über den Hindenburgbau in Stuttgart hingewiesen, der im Heft 23, Jahrgang 1928 der Stuttgarter Bauzeitung, verbunden mit der Süddeutschen Bauzeitung, München, erschien und die richtige Wahl dieser Stahlbauart auch vom wirtschaftlichen Standpunkte schlagend nachwies.

Der Münchener Bau stellt einen reinen Nutzbau dar. Er liegt versteckt im Häusermeere der Altstadt, von den Gebäuden der Alten Sendlinger Straße und des Färbergrabens umschlossen, unter denen das Verwaltungsgebäude der Münchener Neuesten Nachrichten in seiner gefälligen Ausgestaltung besonders hervortritt. Der Verlagsanstalt „Knorr & Hirth" dieses Weltblattes mit den angeschlossenen Zeitungen: Telegrammzeitung, Süddeutsche Sonntagspost und Münchener Jllustrierte Zeitung genügten die alten Räume weitaus nicht mehr zur Bewältigung des Betriebes und seiner Ausgestaltung im modernsten Sinne. Sie sah sich zur Errichtung eines großen Erweiterungsbaues veranlaßt, dessen Vergebung zu Beginn des Jahres 1926 erfolgte. Mit den Vorarbeiten und der Verfassung der Baupläne war das Büro des bekannten Münchener Architekten, Herrn Geheimen Hofrats Max Littmann, betraut worden. Auf Grund des Ent-

Der mächtige Erweiterungsbau mußte auf den Ruinen der alten Eberlbrauerei, in den von Sendlinger Straße und Färbergraben begrenzten Hofräumen, in mühevoller, in allen Bau- und Betriebstadien genau überlegter Weise errichtet werden. Die Notwendigkeit rascher Montage und Inbetriebsetzung neuer Maschinen, wie sie sich namentlich durch Neuschaffung des Großbetriebes für die Münchener Jllustrierte Zeitung ergab, ließ die Durchführung des Baues in einem Zuge nicht zu. Sie bedingte die bevorzugte Erstellung des Mittelbaues und damit die Teilung des Baues in zwei Bauabschnitte, deren erster bei den knappen Raumverhältnissen besondere Schwierigkeiten bot.

Im Grundrisse betrachtet, gruppiert sich der Bau in rechteckig geschlossener Form um einen Lichthof von etwa 14,3 × 28 m Grundfläche, unter dem sich der nur Keller und Erdgeschoß umfassende Mittelbau befindet. Der Bau bedeckt mit seinen längs des Lichthofes verlaufenden Gebäudeteilen und den an seinen Stirnseiten liegenden Querbauten einen Flächenraum von etwa 55 × 40 m. Die Längsbauten haben hierbei eine Breite von 18 m bzw. 8 m, die Querbauten von 16,5 m bzw. 8,5 m. In der Längsrichtung schließen die Bauten an bestehende Gebäude an, in der Querrichtung stehen sie frei und sind mit Toreingängen versehen.

Im Aufrisse betrachtet, enthalten alle Gebäudeteile durchlaufende Kellergeschosse von 3,62 m Tiefe und Erdgeschosse von 5,35 m Höhe. Die den Mittelteil umfassenden Bauteile um den Lichthof besitzen zunächst ausnahmslos drei Obergeschosse von 3,93 m, 4,62 m und 3,60 m Höhe, der breite Längsbau zudem noch ein viertes Obergeschoß von 4,0 m, der breite Querbau ein solches von 3,0 m lichter Höhe. Nur das erstere zeigt auf 17 m Breite weder Zwischenstützen noch Mauern; im übrigen sind alle Geschosse der breiten Bauteile durch Stützen und Mauern dreifach geteilt. Mit dem krönenden Dache und Oberlichte erreicht der Bau eine größte Höhe von 25 m über Hoffußboden und von 28,6 m über Kellerfußboden. Die breiten Bauteile tragen Dachbinderkonstruktionen aus Stahl und Holz mit Glas und Blechabdeckung, die schmalen

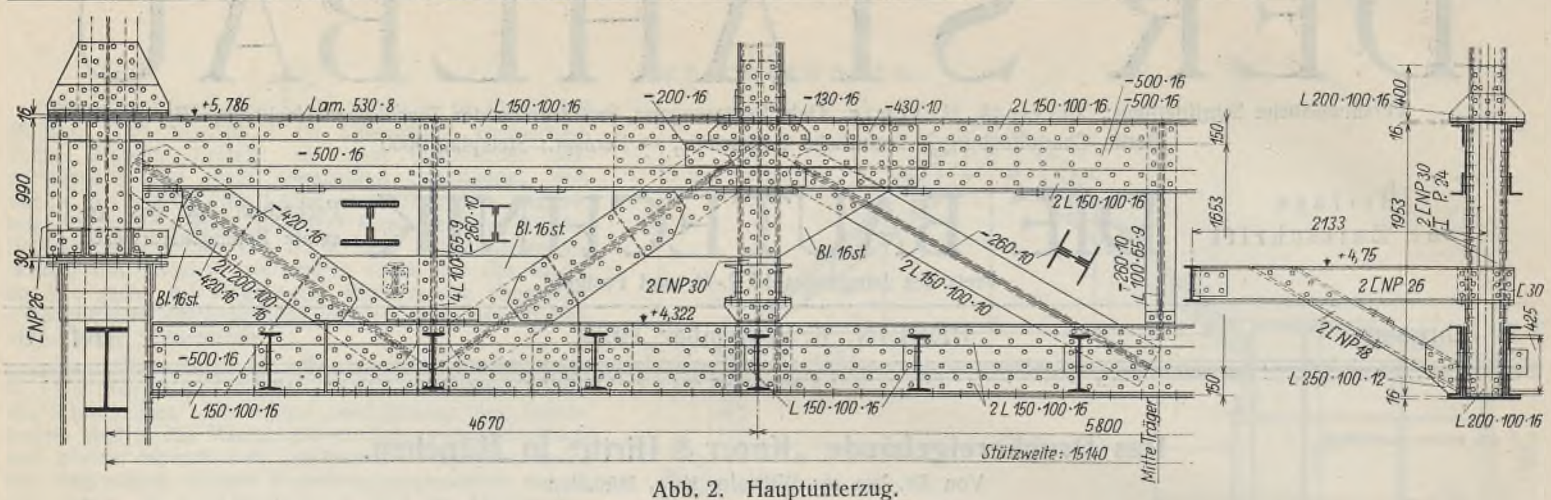


Abb. 2. Hauptunterzug.

Gebäudeteile sind teils durch flache Blechdächer, teils durch Terrassen oben abgeschlossen.

Die Schnitte durch den Bau in Abb. 1 zeigen die Einzelheiten der Anordnung. Bezüglich der Verwendungsart der Geschosse ist zunächst die Einrichtung des Mittelbaues bzw. seines Erdgeschosses zur Schaffung eines großen Maschinensaales für die vom Werke Augsburg der MAN gelieferten neuzeitigen Rotationsdruckmaschinen hervorzuheben. Dieser 15 m breite Saal wurde durch Hinzunahme der Nachbarräume der Querbauten in besonders vorzüglich gelungener Lösung auf 44 m Länge ohne jede Zwischenstütze ausgedehnt. Die allen Anforderungen modernster Art gerecht werdenden Maschinen ruhen auf besonderen, im Kellergeschoß montierten und auf Fundamentplatten aus Eisenbeton gesetzten Tragkonstruktionen aus Stahl. Durch Vermeidung jeder Verbindung dieser Fundamente mit jenen des Hauptbaues wurden Vibrationen und Erschütterungen von diesen Arbeitsmaschinen ferngehalten. In den übrigen Gebäudeteilen wurde das Kellergeschoß ausschließlich zur Papierlagerung verwendet, das Erdgeschoß diente im übrigen der Aufstellung von Jllustrationspressen und den Anlagen für Stereotypie. Das erste Obergeschoß erhielt seine Verwendung für die Buchbinderei, das zweite für die Accidenzdruckerei und das dritte für die Accidenzsetzerei. Das vierte Obergeschoß endlich hatte in einem 50 m langen und 17 m breiten Raume den Setzersaal aufzunehmen.

Die Stahlkonstruktion

bildet ein vollständiges, aus Stützen, Unterzügen und Wölbträgern bestehendes Gerippe, das die Nutzlasten und die durch Umfassungsmauern, Zwischenmauern, Wänden, Decken usw. und Stahlgewicht sich ergebenden ständigen Lasten stockweise aufzunehmen und durch die Stützen auf die Fundamente zu übertragen hat. Auch Dachbinder und Oberlichter sind zum großen Teile aus Stahl hergestellt.

Über die Ausbildung der Einzelheiten der Stahlkonstruktion und ihre Werkbearbeitung ist das Folgende besonders hervorzuheben.

Der Mittelbau unter dem Lichthof findet seine Stützung auf vier Eckstützen und zwei Reihen längs diesem errichteter Zwischenstützen. Auf je zwei Eckstützen ruht an der Stirnseite des Lichthofes ein Haupt-

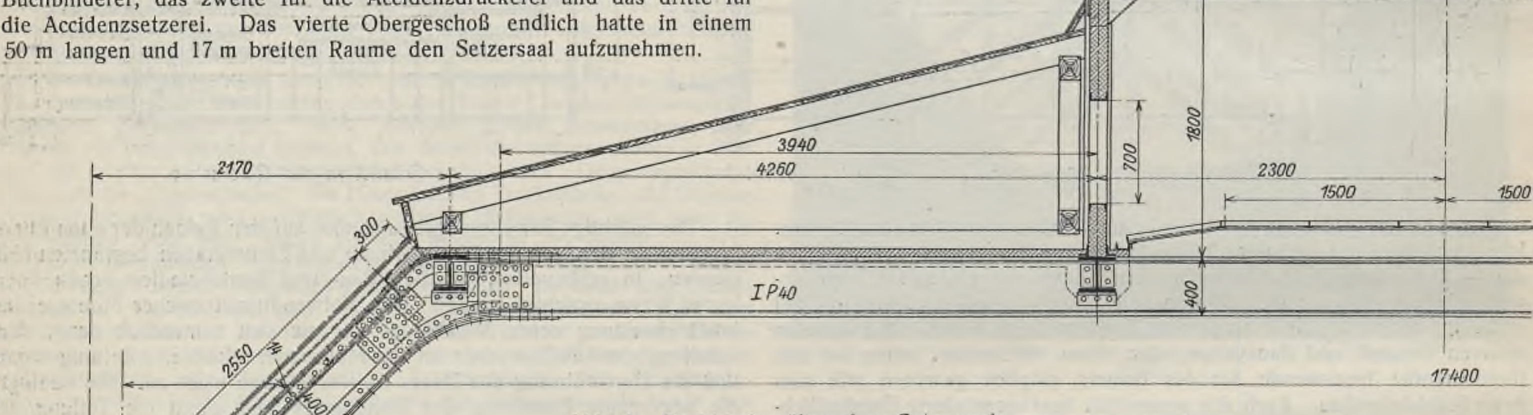


Abb. 4. Dachbinder über dem Setzersaal.

Die Belastungen, welche der angeführten Verwendungsart entsprechen und als Nutzlasten neben dem Eigengewichte der Berechnung von Fundamenten, Decken und Stahlkonstruktion zugrunde zu legen waren, ergaben sich für die verschiedenen Betriebsräume sehr hoch mit 1500 kg bis 3000 kg je m², in einem Falle sogar mit 8000 kg je m².

Die Gründung für die Stützen der Stahlkonstruktion, deren Einzeldrücke sich bis zu 800 t steigerten, mußte bis in eine Tiefe von etwa 5,7 m unter Hoffußboden hinuntergeführt werden. Die Fundamentplatten aus Beton, Mischungsverhältnis 1 : 5 und 1 : 6, mit Eiseneinlagen erhielten gewaltige Abmessungen.

Ihre Herstellung verursachte bei den ungünstigen Platzverhältnissen manche Schwierigkeiten.

unterzug (Abb. 2), aus doppelwandigen Fachwerkträgern bestehend. Dieser schafft mit einer Stützweite von 15,14 m eine freie Öffnung für die Verlängerung des Maschinensaales und nimmt in seinem Obergurte die durch Stützen übertragenen Belastungen von vier Obergeschossen auf. Bei der auf 2 m beschränkten Konstruktionshöhe mußten die Querschnittsabmessungen der Gurte des Trägers unter Verwendung hochwertigen Stahles entsprechend stark gewählt werden; das Gewicht eines Unterzuges beträgt 25 t. Hierbei erhielt Ober- und Untergurt kastenförmigen Querschnitt, während Streben und Pfosten mit geschlossenem, einfachem, aus Stehblech und ungleichschenkligen Winkeln zusammengesetztem Profile ausgebildet wurden. An den Pfosten des Unterzuges schließende Konsolen dienen an den Stirnseiten des Oberlichtes diesem zur Auflagerung. Mit besonderer Sorgfalt wurde die Bearbeitung der hochbelasteten Träger im Werke durchgeführt. Abb. 2 zeigt ferner die Lagerung der Unterzüge auf den Eckstützen.

Abb. 3 stellt eine der mittleren, den Lichthof an seiner Längsseite begrenzenden Zwischenstützen dar. Aus der Zeichnung geht die Lagerung und Verankerung auf den Fundamenten hervor. Sie zeigt ferner die Anschlüsse der Unterzüge und Wölbträger durch sachgemäße Verwinkelung, die Konsolen für Auflagerung der Binder des Oberlichtes an seiner Längsseite und die Stützen des Obergeschosses. Der einfache, geschlossene Säulenquerschnitt ist durch ein I P 40 mit aufgenieteten

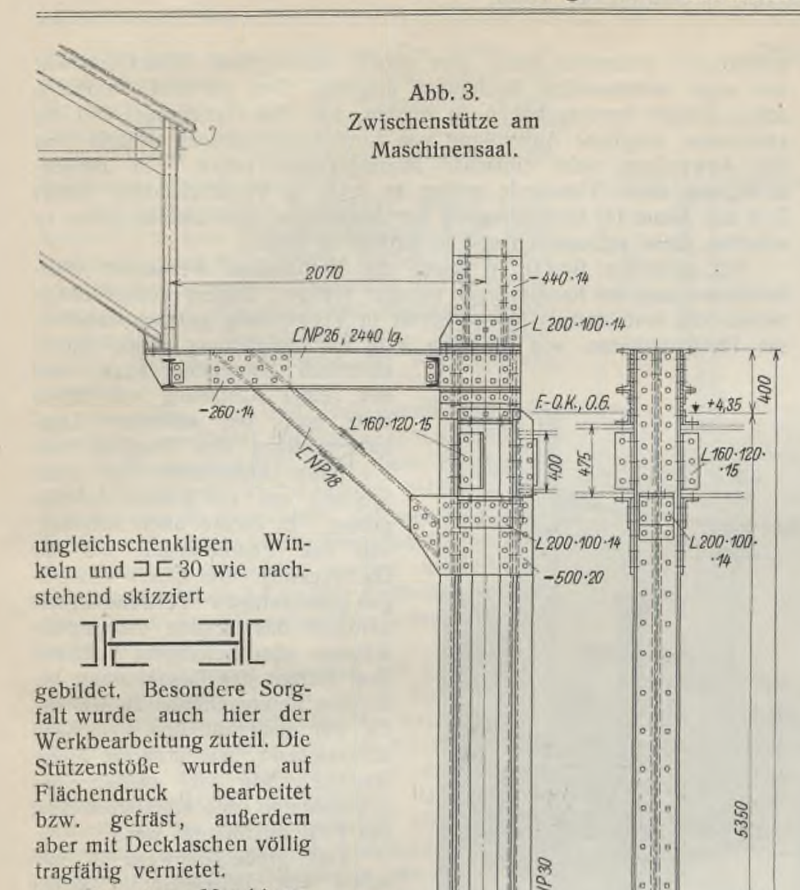


Abb. 3. Zwischenstütze am Maschinensaal.

ungleichschenkligen Winkeln und ⊐⊏ 30 wie nachstehend skizziert gebildet. Besondere Sorgfalt wurde auch hier der Werkbearbeitung zuteil. Die Stützenstöße wurden auf Flächendruck bearbeitet bzw. gefräst, außerdem aber mit Decklaschen völlig tragfähig vernietet.

Das den Maschinensaal zum Teil überdeckende doppelt verglaste Oberlicht wurde mit vorzüglich wirkender Ventilation ausgestattet. Die Tragbinder des Oberlichtes nehmen die Laufbahnen kleiner Krane auf, welche bei 800 kg Tragkraft in der Lage sind, die Rotationsmaschinen raschestens mit Papierrollen zu bedienen.

Der in der Längsrichtung verlaufende Hauptbau weist mit seinen vier Stützenreihen und Deckenkonstruktionen eine normale Anordnung auf. Er wird durch die Dachbinder über dem Setzersaal im vierten Obergeschosse abgeschlossen, welche mit 17,4 m Stützweite jeden Einbau vermeiden und eine lichte Höhe von 4 m freigeben. Diese Binder (Abb. 4) stellen vollwandige Zweigelenkbogen dar, deren Zugband, aus je einem I P 34 gebildet, zweckmäßig gleichzeitig als Deckenträger für das darunter liegende dritte Obergeschoß diente. Für den wagrechten Mittelteil des in abgeschrägter Dachform ausgestalteten, in senkrechte Stützen übergehenden Binders wurde ein I P 40 verwandt. Der Übergang und Anschluß von den aus Stehblech, Gurtwinkel und Gurtplatten zusammengenieteten Stützen und Seitenteilen an den Mittelteil in schwacher

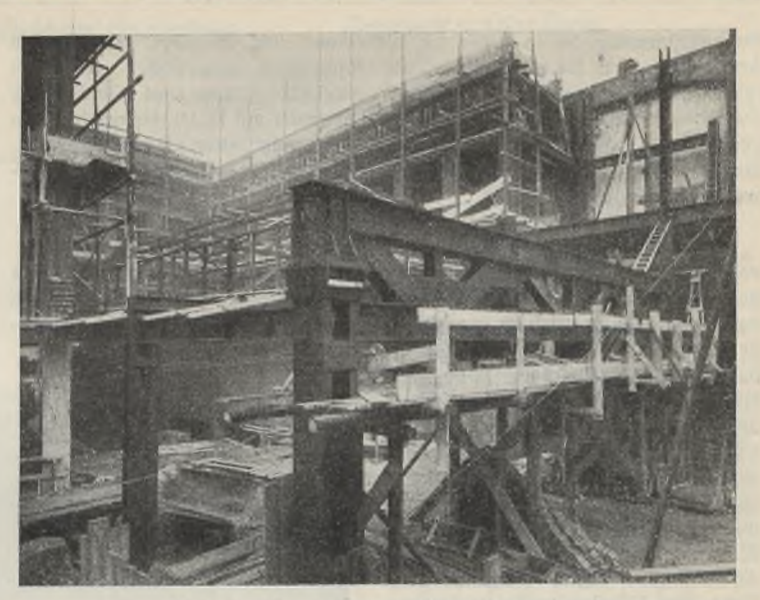


Abb. 6. Montage des Hauptunterzuges.

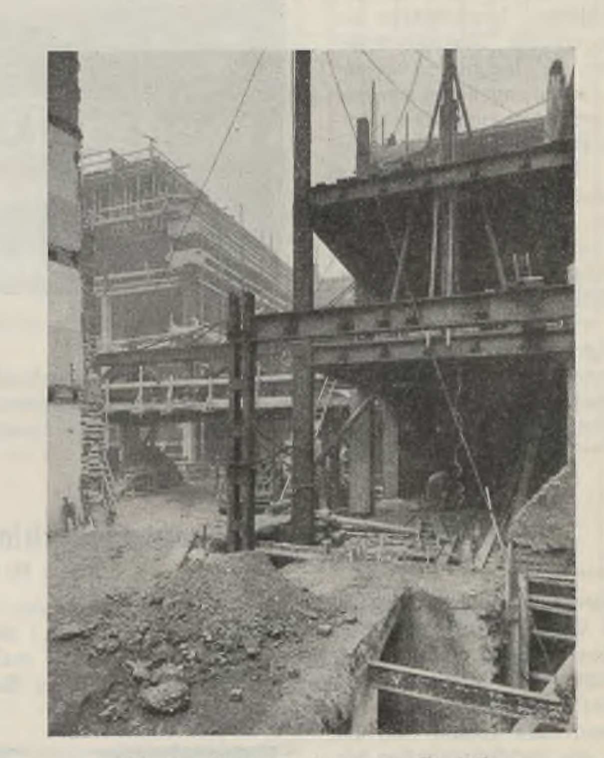


Abb. 5. Montage des ersten Bauteiles.

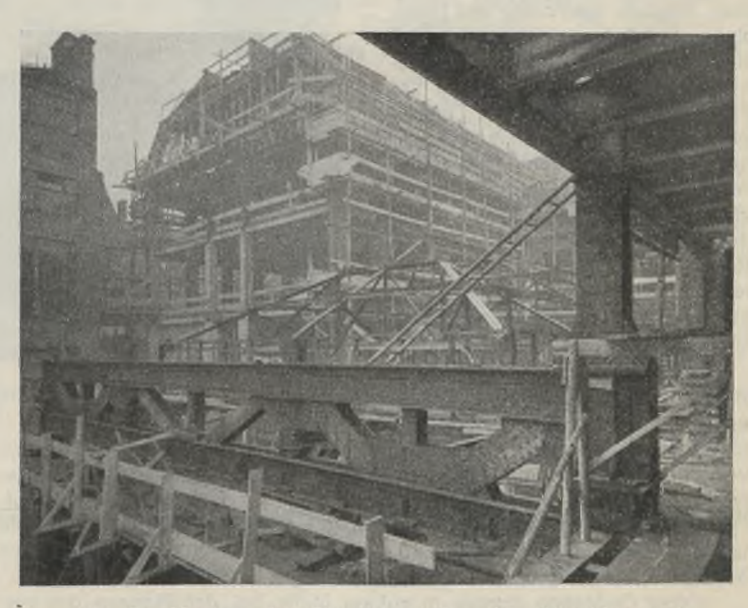


Abb. 7. Montage des Oberlichtes über dem Maschinensaal.

Bogenkrümmung ist in einer für Werkarbeit und Montage vorteilhaften Art gelöst. Das Dach selbst ist als Doppeldach ausgebildet und erhält reichliche Belichtung durch doppelt verglaste Seiten- und Oberlichter. Zwischen diesen wurde ein schräges Blechdach auf Holzkonstruktion eingeschaltet. Unter der Holzkonstruktion befindet sich eine Betondecke. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt bei teilweiser Verwendung von St 48 2550 t.

Die Aufstellung

vollzog sich in fast völliger Abgeschlossenheit von der Außenwelt hinter den Mauern des umschließenden Gebäudeblocks der Altstadt. Die denkbar ungünstigsten Raumverhältnisse machten sich schon bei der Anlieferung bemerkbar, die vom Güterbahnhofe bzw. von einem in dessen Nähe gemieteten Lagerplatze aus durch die teilweise engen und sehr verkehrsreichen Straßen der Stadt auf Autos bewerkstelligt werden mußte. Die Zufahrt zur Baustelle selbst war nur durch eine Toreinfahrt möglich. Zur Aufstellung eines besonderen Abladekranes fehlte zunächst der Platz, das Abladen mußte vielmehr von Hand erfolgen. Diese schwierigen Verhältnisse beschränkten die Abmessungen der Montagestücke. So konnten die Hauptunterzüge nur in Einzelstücken angeliefert werden; ihr Zusammenbau und ihre Vernietung mußte in Verwendungshöhe erfolgen. Dank der vorzüglichen Werkbearbeitung gingen diese Arbeiten in verhältnismäßig kurzer Zeit vor sich.

Im ersten Bauteil, d. h. im Gebäudeteile unter und um den Lichthof, waren die Bauverhältnisse die unangenehmsten und verantwortungsvollsten. Abb. 5, 6 u. 7 geben einen anschaulichen Eindruck von den herrschenden Verhältnissen. Abbruch und Aufbau, Fundierungs-, Stahlkonstruktions-, Mauerwerks-, Betonierungs- und Einrichtungsarbeiten griffen hier ineinander über. Ihre nahezu reibungslose Abwicklung war nur einer zielbewußten Bauleitung möglich. Dies verdient besonders schon deshalb hervorgehoben zu werden, weil der Platzmangel und die stückweise mögliche Aufstellung von Einzelkonstruktionen zunächst nur die Anwendung sehr einfacher Montagegeräte zuließ. In Berücksichtigung dieser Umstände gelang es doch, in verhältnismäßig kurzer Zeit den Raum für Unterbringung der Augsburger Rotationsmaschinen zu schaffen, diese aufzustellen und in Betrieb zu setzen.

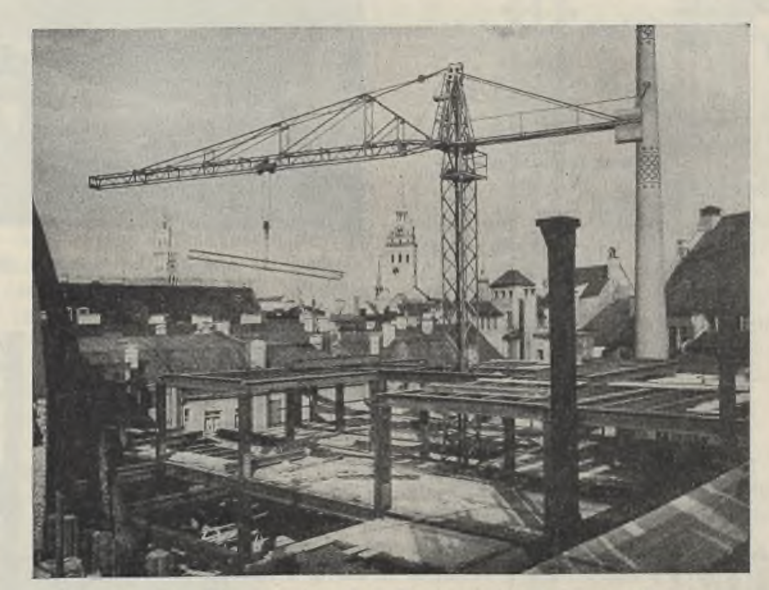


Abb. 8. Der Pfeilerdrehkran in Tätigkeit beim zweiten Bauteil.

Im zweiten Bauteile waren die Verhältnisse wesentlich übersichtlicher und der Raummangel weniger fühlbar. Zudem konnte unterdessen ein erstklassiges Montagegerät in Verwendung gebracht werden, ein Pfeilerdrehkran, wie ihn Abb. 8 in Montagestellung zeigt. Dieser elektrisch betriebene Kran, der mit seiner Ausladung von 20 m auch noch bei äußerster Laufkatzenstellung eine Tragkraft von 1 t hatte, beherrschte von einer Stellung aus ein großes Arbeitsgebiet. Er diente allen Arbeiten, von den Fundierungen bis zur Dachdeckung. Bei dieser vielseitigen gleichzeitigen Verwendungsart verdient das schöne Zusammenarbeiten aller beteiligten Faktoren zum Nutzen der Gesamtarbeit besonders hervorgehoben zu werden. Es war auch für den Fachmann überraschend, wie groß die Mehrleistung, wie viel rascher das Arbeitstempo nach Inbetriebsetzung des Pfeilerdrehkranes war.

Das große Bauwerk ist nun schon seit Jahresfrist in seiner vollen Ausdehnung in Betrieb. Rastlos arbeiten Menschen und die von ihnen in Tätigkeit gesetzten Maschinen in den schönen, gut erhellten, mit allen Einrichtungen modernster Art ausgestatteten Räumen, in Erfüllung hoher Kulturaufgaben bei Herstellung der von „Knorr & Hirth" herausgegebenen Zeitungen und Zeitschriften.

Montagehalle der Papiermaschinenfabrik J. W. Erkens, Niederau b. Düren.

Alle Rechte vorbehalten.

Von H. Schmudde, Köln-Kalk.

Die Verwirklichung eines Bauvorhabens erfolgt — wenn von einem Bauherrn weitergehende Forderungen gestellt werden als nur die der reinen Zweckmäßigkeit und des geringsten Kostenaufwands — meist so, daß zunächst der Architekt den Entwurf ausarbeitet. Dieser Entwurf wird dann der Stahlbaufirma vorgelegt und man fordert von ihr, nunmehr die Stahlkonstruktion hineinzuplanen. Nicht immer ist es dann möglich, das Außen und Innen eines Gebäudes so aufeinander abzustimmen, daß beides ein einheitliches Gepräge erhält. — Ein Fabrikbau entwickelt sich immer von innen heraus, nicht von außen nach innen. Für seine Gestaltung ist stets der innere Ausbau bestimmend. Richtiger ist es daher, bei der Bauplanung von Anfang an den Bauingenieur und dann den Architekten oder zum mindesten beide gleichzeitig an der Planung arbeiten zu lassen.

Die zur Verfügung stehenden Baustoffe, wie Ziegelstein, Beton und Stahl, wird man, wenigstens bei einem Fabrikbau, möglichst immer wieder zu den gleichen Zwecken verwenden. Beton und Ziegelstein für die Herstellung der Fundamente, der Wand- und Deckenausfüllung und zur Bildung der Dachhaut. Für Stützen, Unterzüge, Kran- und Dachträger erscheinen diese Baustoffe im Fabrikbau nicht zweckmäßig, da sie hierbei viel größere Abmessungen bedingen als bei gleichwertiger Ausführung in Stahl.

Diese Gedanken wurden in vollem Maße bei der Planung des vorliegenden Neubaues berücksichtigt. Für die Entwurfsbearbeitung war von dem Bauherrn die Forderung gestellt, eine Fabrikhalle zu schaffen, die neben der Erfüllung aller notwendigen technischen Anforderungen und guter gleichmäßiger Belichtung auch in ästhetischer Hinsicht befriedigt. Diese Forderung entsprang im übrigen nicht allein aus dem Empfinden des Bauherrn, sondern ergab sich auch aus der Eigenart des Betriebes, bei dem mit häufigen Besuchen auswärtiger Kunden zu rechnen ist. Die Halle muß daher in gewisser Hinsicht auch als Ausstellungshalle dienen. Auch von außen gesehen, sollte der Bau einen geschlossenen Baukörper darstellen, ohne jedoch seinen Charakter als Zweck- und Fabrikbau zu verleugnen.



Abb. 3. Außenansicht der Montagehalle.

Alle Konstruktionen im Innern der Halle sollten geschlossene, wenig gegliederte Formen erhalten, um die Übersichtlichkeit so wenig wie möglich zu stören. So entschied man sich für eine Vollwandausführung sämtlicher sichtbaren Stützen, Kranträger und Binder; die Abmessungen dieser Teile wurden soweit wie möglich beschränkt.

Die Halle wurde zunächst mit einer Gesamtbreite von 59,7 m bei rund 78,4 m Länge ausgeführt. Vier Stützenreihen, zwei äußere und zwei mittlere, begrenzen die dreischiffige Halle. Die Entfernung der Binder wurde gleich der der Stützen mit durchschnittlich 11 m festgelegt. Abb. 1 zeigt die genaue Grundrißaufteilung.

Die Umfassungswände sind in massivem Mauerwerk ausgeführt, so daß die Stahlkonstruktion von außen nicht sichtbar ist. In diesen Wänden sind hohe schmiedeeiserne Fenster eingebaut, die das Licht

möglichst weit in die Halle einfallen lassen. In dieser Ausführung kommen vorerst jedoch nur die Giebelwand 0 und die Längswand *A* zur Ausführung, da die neue Halle mit den übrigen beiden Seiten an vorhandene, vorläufig noch belassene Gebäude anschließt.

Ein flachgeneigtes Satteldach, dessen Traufkante 12,2 m über Fußbodenoberkante liegt, überspannt die ganze Hallenbreite. Als Dacheindeckung wurden Stegzementdielen gewählt mit doppelter Papplage. Auf dem Dach sind insgesamt sieben durchlaufende Raupenoberlichter vorgesehen, welche einfache ⊥-Sprossen für Kittverglasung erhalten.

In jedem der drei Hallenschiffe ist eine Kranbahn angeordnet mit Schienenoberkante 8,7 m über Fußbodenoberkante. Jede dieser Kranbahnen wird von einem 25-t-Laufkran befahren. Die Stützen sind so eingerichtet, daß später in jedem Schiff noch eine weitere Kranbahn für je einen 5-t-Laufkran eingebaut werden kann, deren Schienenoberkante 5,4 m über Fußbodenoberkante liegen wird. Die Querschnittsausbildung der Halle zeigt die Abb. 2.

Die Dachpfetten bestehen aus gewöhnlichen I-Normalprofilen. Da in jedem Binderfeld auf dem Dach ein durchgehendes Raupenoberlicht vorgesehen ist, wurde nur jede zweite Pfette — und zwar als Gelenkpfette — unter diesen Raupenoberlichtern durchgeführt. Die Dachausschnitte für die Raupenoberlichter sind mit Stehblechrahmen eingefaßt, die gleichzeitig die Tragrahmen für die Zwischenpfetten und die Sprossen der Raupenoberlichter bilden. Hierdurch wurde ein sauberer Dachabschluß der Ausschnitte erzielt.

Die Dachbinder sind als einwandige Stehblechträger mit Gurtplatten und einer gleichbleibenden Stehblechhöhe von 804 mm ausgeführt. Sie steigen der Dachneigung entsprechend von beiden Enden gleichmäßig zum First und erhalten hier einen Knick.

Da die Binder im Verhältnis zu ihrer Stützweite ziemlich niedrig sind, wurden sie zwecks Verringerung der Durchbiegung als Gerberträger über vier Stützen mit Gelenken in den Seitenfeldern ausgebildet.

Die Stützen der Reihen *B*, *C* und *D* erhalten kastenförmigen, vollkommen geschlossenen Querschnitt. Ihre äußerste Breite ist rund 820 mm. Um den Zwischenraum zwischen den beiden Kranträgern einer Stützenreihe genügend groß halten zu können, mußten die Kranträgerauflagerungen beiderseits konsolartig über den Stützenschaft überkragen. Der obere Stützenteil erhält eine geringere Breite von nur 580 mm und wird zum Teil rahmenartig ausgebildet. Hierdurch wurde ein Durchgang durch die Stützen geschaffen, so daß der Laufsteg, der in Höhe der Kranträgeroberkante angeordnet ist, vom einen Ende der Halle bis zum anderen ohne Gefahr begangen werden kann.

Die Stützen der Reihen *B*, *C* und *D* sind mittels besonderer Fußausbildung und Verankerung in die Betonfundamente eingespannt, wodurch die vom Kranbetrieb herrührenden wagerechten Kräfte aufgenommen werden. Eine abweichende Ausbildung erhielten die Stützen in der Außenwand *A*, welche fachwerkartig gegliedert wurden. Vom Bauherrn war entlang der Reihe *A* in der Halle, und zwar in der Höhe der Kranbahn, ein bequemer Laufgang verlangt, welcher die Besichtigung der Halle von oben ermöglichen sollte. In Höhe des Kranträgerobergurtes wurde daher eine breite wagerechte Betonplatte vorgesehen, die auf den etwa 11 m voneinander entfernten Stützen der Reihe *A* aufliegt. Auf dieser Platte wurde dann die obere Mauer bis zur Dachtraufe so hochgeführt, daß zwischen Kranschiene und Mauer innen ein etwa 1,0 m breiter Laufsteg entsteht. Unterhalb dieser Platte wurde die Mauer bis dicht an den Kranstiel der Stütze zurückgesetzt. Die Stützen selbst wurden ganz ummauert, so daß dadurch kräftige Pfeiler an dem unteren Mauerteil entstanden. Gleichgroße Pfeiler wurden in der Mitte eines jeden Stützenfeldes vorgesehen. Abb. 3 gibt ein anschauliches Bild hiervon und zeigt auch das große Einfahrtstor zur Halle.

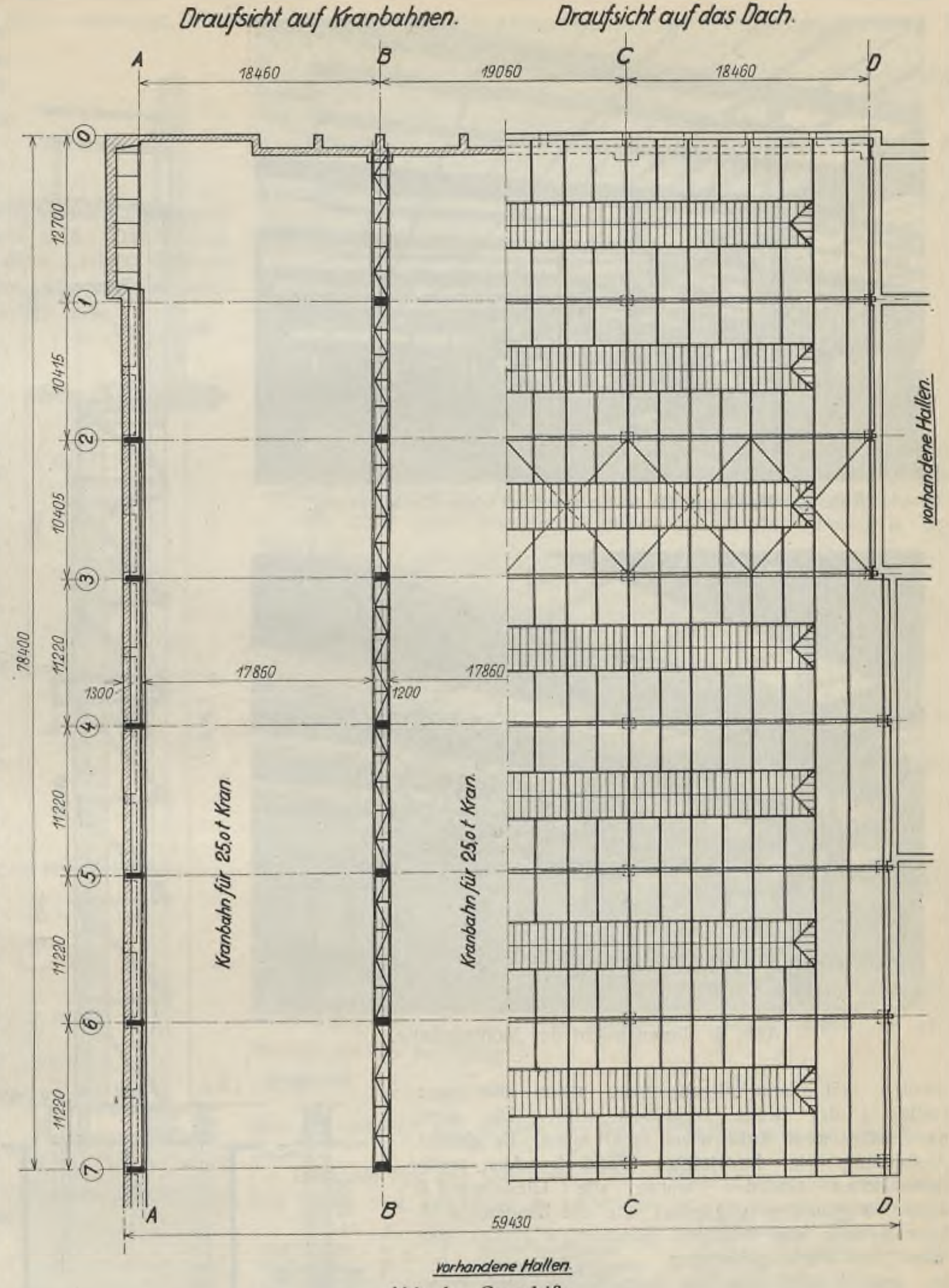


Abb. 1. Grundriß.

Jeder Kranträger besteht aus einem einwandigen Blechträger mit Gurtplatten und aufgenieteten Kranbahnschienen. Zur Aufnahme der Seitenschübe sind in der Ebene der Ober- und Untergurte wagerechte Verbände angeordnet.

Die konstruktive Ausbildung der Stützen sowie eines Teiles der Dachbinder und der Kranträger zeigt Abb. 4. Für die Aufnahme der Windlasten stützen sich die gemauerten Zwischenpfeiler oben gegen den Betonlaufsteg. Dieser Laufsteg leitet die Kräfte auf die mittels Verankerung in betonierten Fundamenten eingespannten Stützen *A* ab. In der Reihe *D* schließt die neue Halle an vorhandene Hallen an, hat also hier keine Windlasten aufzunehmen. Die alten vorhandenen Hallen

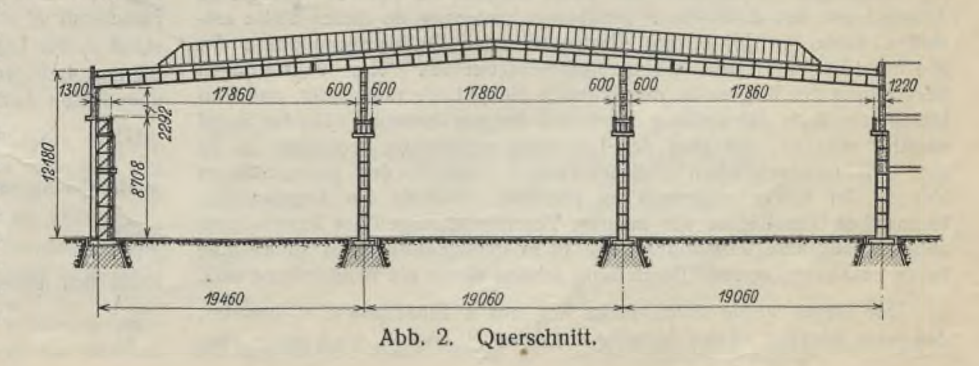


Abb. 2. Querschnitt.

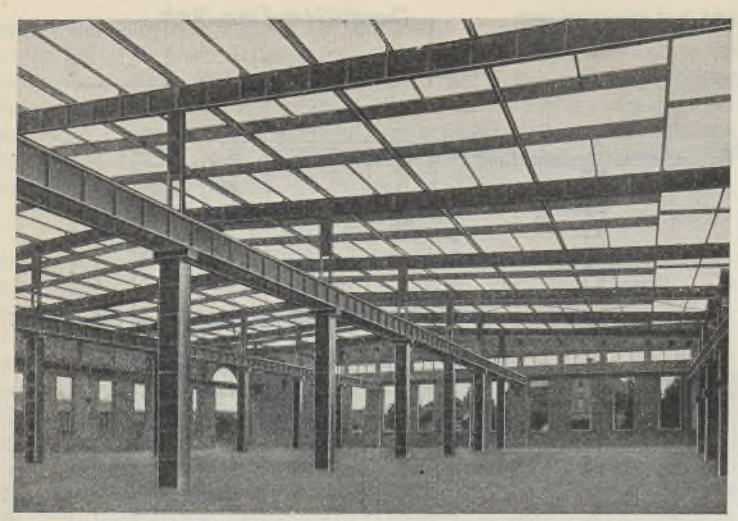


Abb. 5. Montagehalle fertig montiert ohne Dachdeckung.

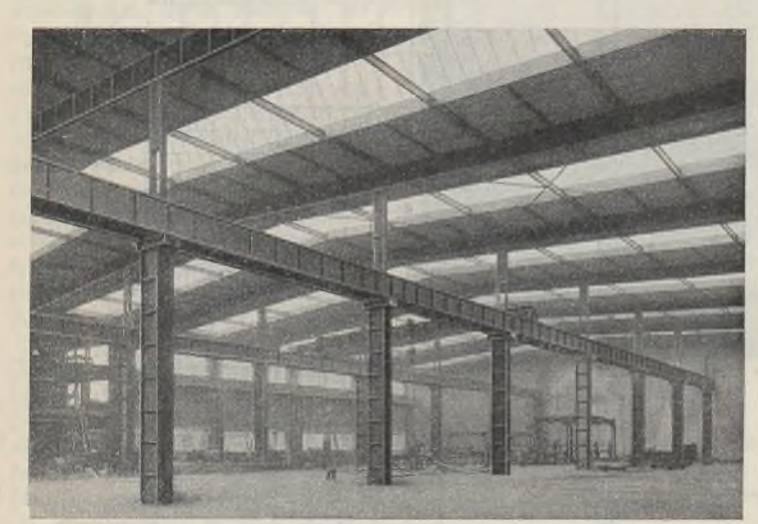


Abb. 6. Innenansicht der Montagehalle.

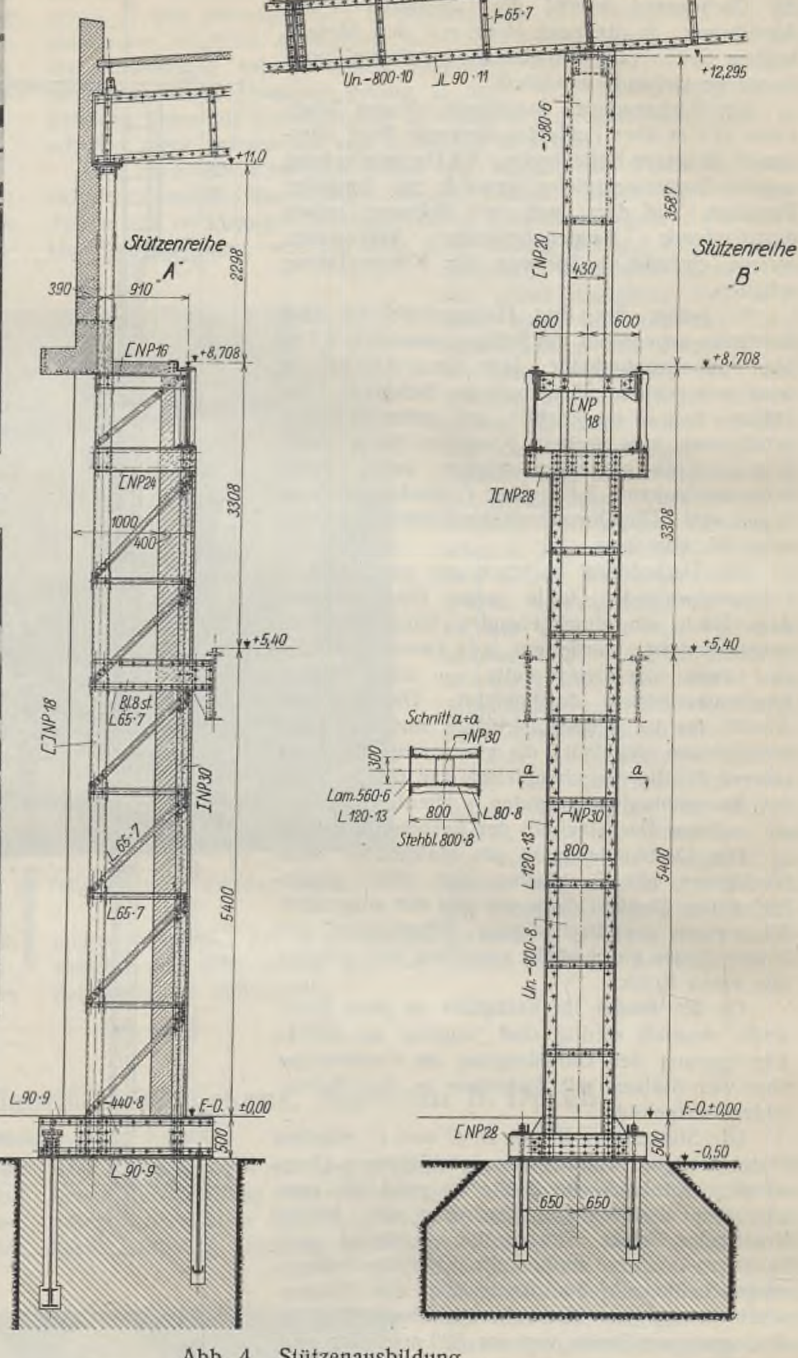


Abb. 4. Stützenausbildung.

werden erst dann abgebrochen, wenn die neue Halle in der Breite vergrößert wird. Die dann notwendige neue Außenwand erhält später die gleiche Ausbildung wie die jetzige Wand *A*. Aus architektonischen Gründen wurde die Giebelwand 0 äußerlich genau so gegliedert wie die Längswand *A*. Hier können die kräftigen gemauerten Pfeiler den Winddruck allein aufnehmen.

Abb. 5 zeigt die fast fertig aufgestellte Stahlkonstruktion.

Abb. 6 zeigt die Halle schräg hindurch gesehen.

Alle Abbildungen lassen erkennen, daß die Forderung nach guter Belichtung und guter Durchsicht durch die Halle erfüllt sind.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt etwa 400 t. Auf den Quadratmeter bebaute Grundfläche entfallen somit etwa 86 kg. — Entwurf und Ausführung der Stahlkonstruktion erfolgte durch die Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln-Kalk.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Momentengrenzlinie.

Von **O. Domke**, Aachen.

Trägt man in jedem Punkte eines Balkens als Ordinate das größte Moment auf, das durch einen gegebenen Lastenzug an dieser Stelle entstehen kann, so bildet die Gesamtheit der Ordinatenendpunkte die Momentengrenzlinie (Maximalmomentenkurve). Zur vollständigen Berechnung des Trägers ist die Kenntnis dieser Linie notwendig, und Verfahren zu ihrer Darstellung sind seit langem bekannt. In der Regel verfährt man so, daß man den Linienzug punktweise berechnet; es ist aber mit unwesentlichen Einschränkungen möglich, den gesetzmäßigen Verlauf der Kurve allgemein zu ermitteln. Sowohl die Angaben der technischen Handbücher wie mehrere Veröffentlichungen der letzten Jahre zeigen, daß diese Zusammenhänge nicht genügend erkannt sind. Eine kurze zusammenfassende Darstellung scheint daher ein Bedürfnis zu sein.

Der Träger werde durch einen Zug aus n Einzellasten P_i belastet; der feste Abstand zweier beliebiger Lasten P_i und P_k wird mit c_{ik} bezeichnet. Die Lage des Zuges ist festgelegt durch den Abstand z der Mittelkraft $R = \Sigma P_i$ sämtlicher Lasten vom rechten Auflager. Der Abstand e_i der Last P_i von der Mittelkraft R wird positiv gerechnet, wenn die Last links von R steht. Das Moment im Punkte mit dem Abstande x vom linken Auflager ist dann:

$$M = A x - \sum_x P_i \, c_{ix} \tag{1}$$

worin die Summe nur die Lasten der Strecke x umfaßt. Wegen

$$A = R \cdot \frac{z}{l} \quad \text{und} \quad c_{ix} = x + z + e_i - l \tag{2}$$

formt sich dieser Ausdruck um in:

$$M = \frac{R}{l} \cdot x z - \sum_x P_i (x + z + e_i - l). \tag{3}$$

Das Moment ist hierdurch als Funktion von x und z dargestellt. Das größte Moment im Punkte x entsteht, wenn:

$$\frac{\partial M}{\partial z} = \frac{R}{l} \cdot x - \sum_x P_i = 0$$

woraus

$$(4) \qquad \frac{R}{l} = \frac{\sum_x P_i}{x}$$

folgt. In Worten bedeutet dies, daß die Durchschnittsbelastung des ganzen Trägers gleich der des Streckenabschnitts x sein muß. Das ist nur möglich, wenn im Punkte x eine Last P_r steht; diese Last ist dann zu spalten in P_r' und P_r'', von denen nur P_r' zur Strecke x gerechnet wird. P_r' ist so zu bestimmen, daß die Bedingung (4) erfüllt ist:

$$(5) \qquad x = \frac{l}{R}(P_1 + P_2 + \ldots P_r') \,.$$

Es ergibt sich daraus, daß P_r im Endpunkte von x stehen muß, solange x zwischen den Grenzen:

$$(6) \qquad x_{r-1} = \frac{l}{R} \cdot \sum_1^{r-1} P_i \quad \text{und} \quad x_r = \frac{l}{R} \cdot \sum_1^{r} P_i$$

liegt. Die Länge der Zwischenstrecke ist:

$$(7) \qquad x_r - x_{r-1} = \frac{l}{R} \cdot P_r = s_r \,.$$

Die Summe aller Strecken s_r ist gleich der Trägerlänge l.

Innerhalb der Strecke s_r ist nun nach Abb. 1:

$$z = l - x - e_r \,.$$

Abb. 1.

Setzt man dies in Gl. (3) ein, so erhält man für den Verlauf des größten Momentes in dieser Strecke:

$$(8) \qquad M = \frac{R}{l} \cdot x(l - x - e_r) - \sum_1^{r-1} P_i c_{ir} \,.$$

Da $c_{rr} = 0$, so kann man in der letzten Summe, auch bei allen folgenden Umformungen, schreiben:

$$(9) \qquad \sum_1^{r-1} P_i c_{ir} = \sum_1^{r} P_i c_{ir} \,.$$

Wegen $c_{ir} = e_i - e_r$ wird nun aus Gl. (8):

$$(10) \qquad M = \frac{R}{l} \cdot x(l - x - e_r) - \sum_1^{r} P_i e_i + e_r \sum_1^{r} P_i \,.$$

Dieser Ausdruck läßt sich spalten in $M = M' + M''$, worin:

$$(11) \qquad \begin{cases} M' = \dfrac{R}{l} \cdot x(l - x) \\[2mm] M'' = -\dfrac{R}{l} \cdot x e_r + e_r \sum_1^{r} P_i - \sum_1^{r} P_i e_i \,. \end{cases}$$

M' ist unabhängig von den Einzellasten P und stellt eine Momentenparabel dar, die durch eine gleichförmige Belastung:

$$(12) \qquad p' = \frac{2R}{l}$$

erzeugt wird. M'' ist eine lineare Funktion von x und wird daher innerhalb der Strecke s_r durch eine Gerade dargestellt. Die Endordinaten dieser Geraden haben einfache Werte. Im Punkte x_{r-1} ist nach Gl. (6) genau:

$$\frac{R}{l} \cdot x_{r-1} = \sum_1^{r-1} P_i \,,$$

also nach der zweiten Gl. (11):

$$M''_{r-1} = -\sum_1^{r-1} P_i e_i$$

und im Punkte x_r ist genau:

$$\frac{R}{l} \cdot x_r = \sum_1^{r} P_i$$

daher:

$$(13) \qquad M_r'' = -\sum_1^{r} P_i e_i \,.$$

Die Linie aller M'' ist somit ein Vieleck mit den Ecken über den Punkten x_r.

Mit Hilfe der beiden Formeln (12) und (13) ist die gestellte Aufgabe schon vollständig gelöst. Die größten Momente ergeben sich also aus dem Unterschiede der Momentenparabel infolge der Belastung p' und dem Vieleck mit den Eckordinaten M_r''. Die Momente M'' sind unabhängig von der Trägerlänge und können allgemein berechnet werden, sobald die Anzahl der Lasten bekannt ist. Natürlich muß darauf geachtet werden, daß bei den vorausgesetzten Verschiebungen des Lastenzuges keine neue Lasten auf den Träger kommen und daß keine ihn verlassen. Bei längeren Lastenzügen muß man nötigenfalls die Rechnung für mehrere mögliche Lastengruppen anstellen. In vielen Fällen aber erfordert die Art der Belastung nur eine einzige Untersuchung.

Aus Formel (12) ist ersichtlich, daß die Momente infolge ständiger Last g sofort in die Rechnung einbezogen werden können, indem man die Parabel infolge der Belastung $g + p'$ zeichnet.

Das Vieleck der M'' kann als Momentenlinie einer ruhenden Belastung durch gedachte Einzellasten K_r aufgefaßt werden. Nach der bekannten Formel für den Zusammenhang zwischen Lasten und Momenten:

$$K_r = \frac{M_r'' - M_{r-1}''}{s_r} + \frac{M_r'' - M_{r+1}''}{s_{r+1}}$$

findet man mit Hilfe der Gl. (13) und (7) mittels einfacher Rechnung:

$$(14) \qquad K_r = -\frac{R}{l} \cdot c_{r\,(r+1)} \,.$$

Der Abstand zwischen den Lasten K_{r-1} und K_r ist nach Gl. (7):

$$s_r = \frac{l}{R} \cdot P_r \,.$$

Die Ergebnisse lassen sich auch auf Streckenlasten anwenden, indem man in den vorstehenden Formeln einen einfachen Grenzübergang ausführt. Es genügen aber schon die früher entwickelten Gleichungen.

Bei einer gleichförmigen Belastung p auf der Strecke m nach Abb. 2 ist:

$$R = p\,m \qquad p' = \frac{2\,p\,m}{l} \,.$$

Ferner gehört nach Gl. (5) zu der Belastung $p\,u$ (Abb. 2) die Strecke:

$$x = \frac{u}{m} \cdot l \,.$$

Wegen Gl. (13) ist an dieser Stelle:

$$M'' = -p\,u\left(\frac{m}{2} - \frac{u}{2}\right)$$

und wenn man hier den Wert von u aus der vorigen Gleichung einführt:

$$M'' = -p \cdot \frac{m^2}{l^2} \cdot \frac{x(l - x)}{2} \,.$$

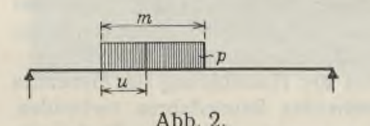


Abb. 2.

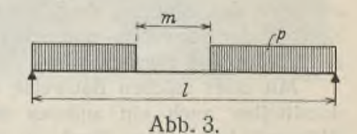


Abb. 3.

Die Linie der M'' ist daher ebenfalls eine Parabel infolge der gedachten Belastung $p'' = -p \cdot \frac{m^2}{l^2}$. Die Momentengrenzlinie selbst ist eine Parabel aus der Belastung:

$$(15) \qquad \bar{p} = p' + p'' = p \cdot \frac{m}{l}\left(2 - \frac{m}{l}\right).$$

Dies gilt natürlich nur solange, als die Streckenlast ganz auf dem Träger bleibt.

Liegt der Fall der Abb. 3 vor, wo in dem beweglichen Lastenband eine Lücke von der Länge m vorhanden ist, so braucht man von der Belastung p nur die gedachte Belastung nach Gl. (15) abzuziehen, um das Ergebnis zu erhalten. Die Ersatzbelastung ist also:

$$(16) \qquad \bar{p} = p\left(1 - \frac{m}{l}\right)^2 .$$

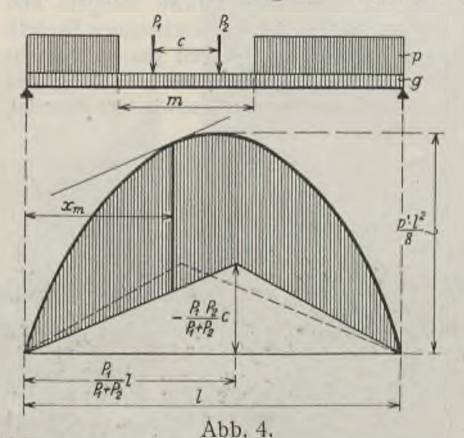


Abb. 4.

Nun ist es leicht, für den häufigen Belastungsfall nach Abb. 4 die Momentengrenzlinie genau zu zeichnen. Mit Einschluß der ständigen Last g ergibt sich die gleichmäßig verteilte Belastung p' aus (16) u. (12):

$$(17) \qquad p' = g + p\left(1 - \frac{m}{l}\right)^2 + \frac{2(P_1 + P_2)}{l} \,.$$

Daraus folgt die Parabel mit der Pfeilhöhe $\frac{p'\,l^2}{8}$. Die Fläche der M'' ist ein Dreieck, dessen Höhe sich nach Gl. (13) ergibt:

$$(18) \qquad -P_1 e_1 = -\frac{P_1 P_2}{P_1 + P_2} \cdot c \,.$$

Die Spitze des Dreiecks hat nach Gl. (7) vom linken Auflager den Abstand:

$$(19) \qquad x = \frac{P_1}{P_1 + P_2} \cdot l \,.$$

Bei umgekehrter Fahrtrichtung gilt das gestrichelte Dreieck.

Bei diesem verhältnismäßig verwickelten Belastungsfall kann man nun auch ohne Mühe das größte aller Momente und seine Stelle x_m angeben. Links von der Dreieckspitze ist die Querkraft der gedachten Belastung:

$$\overline{Q} = p'\left(\frac{l}{2} - x\right) - \frac{P_2\, c}{l}.$$

Wo diese Querkraft verschwindet, tritt das größte Moment auf:

$$x_m = \frac{l}{2} - \frac{P_2\, c}{p'\, l}. \tag{20}$$

Das größte aller Momente selbst ergibt sich dann aus:

$$\max \overline{M} = \frac{p'\, x_m^2}{2}.$$

oder

$$\max\max M = \frac{p'\, l^2}{8}\left(1 - \frac{2\, P_2\, c}{p'\, l^2}\right)^2. \tag{21}$$

Dabei ist p' nach Gl. (17) einzusetzen. Die gewöhnlich behandelten einfachen Belastungsfälle sind hierin enthalten.

Alle Rechte vorbehalten.

Über eine neue Schnellbaurüstung für den modernen Hochbau.

(Ein wichtiges Rüstzeug großer Stahlskelettbauten.)

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. **Herbst**, Berlin.

Der aus Wirtschafts- und Wohnungsnot unserer Zeit geborene Zwang zum schnellen, einfachen und rationellen Bauen hat mit der Entwicklung der Stahlbau-Industrie zu neuen, von dem uralten Ziegelbau völlig abweichenden, auf Konstruktion und Baustoffnutzung aufgebauten Methoden im Hochbau geführt.

Bei der Errichtung der modernen Wohnungs- und Industrie-, Wirtschafts-, Verwaltungs-, Wohlfahrts- und Geschäftsbauten wird ein besonderer Wert auf die grundsätzliche Scheidung von tragenden und füllenden bzw. raumabschließenden Bauteilen gelegt. Eine neue Bauentwicklung ist nach dem Weltkrieg entstanden, bei der das Ziegel- oder Werksteinmauerwerk als tragende und zugleich umschließende Außen- und Innenwand des Gebäudes ganz zurücktritt gegenüber dem Stahlskelettbau. Dieser vermag alle Kräfte aus Winddruck, Erschütterung, Eigengewicht und Nutzlast aufzunehmen und auf das Fundament abzuleiten, auch die Tür und Fenster enthaltende Füllwand und die Massivdecken aufzunehmen. Gemeinsam mit der Entwicklung und Verwendung des Skelettbaues ging der Verbrauch von Mauerwerkmengen zurück, und es trat, ganz unabhängig von Höhe und Art des Gebäudes, an seine Stelle als Ausfachungsbaustoff zwischen den Stützen, Riegeln und Trägern des Skeletts der Ziegel, der Klinker, der Schwemm- und Schlackenstein bei geringer Wandstärke, ferner der leichte und trockene Gas-, Bims- und Zellenbeton u. a.

Mit einer solchen Bauweise war bei der Hochführung des Gebäudes unmittelbar auch ein anderes entsprechendes Bauverfahren verbunden. Während früher von Stock zu Stock gemauert, dabei die Decke eingezogen und dann das Mauerwerk für den nächsten Stock in allen Teilen weitergeführt wurde, wird bei einem Skelettbau neuer Form das Stahlgerippe schnell in der ganzen Höhe emporgetrieben, um nach Aufbau des Daches unter seinem Schutze den weiteren Ausbau von Decken und Wänden im Trockenen durchführen zu können.

Die Errichtung eines solchen Skelettbaues verlangt nun auch eine Einrüstung des Gebäudes, die sich der neuen Bauweise anpaßt und ganz anders wie bei der althergebrachten Ziegelbauweise vor sich gehen muß, ähnlich wie sich die Baumaschinerie beim Hochbau zum Teil umgestellt hat.

Die allgemein bekannte und von alters her übliche Stangen- und Leiterrüstung scheint für den schnell und hoch emporwachsenden Skelettbau je nach seiner Höhe weniger als früher, zum Teil gar nicht mehr geeignet, weil sie mit dem Wachsen von Höhe und Umfang des Gebäudes umständlicher und unsicherer werden muß, sowie viel Material, Aufbauzeit und Platz braucht. Eine Stangenstandrüstung althergebrachter und noch üblicher Form und Einrichtung zeigt Abb. 2, die die Einrüstung eines Umspannwerkes der Berliner Elektrizitäts-Werke Ecke Niebuhr- und Leibnizstraße vom Jahre 1928 darstellt.

Die feste Standrüstung ist in Amerika, wo sich die Stahlskelettbauweise seit Jahrzehnten großer Beliebtheit und Ausbreitung bei gewaltigem Ausmaß erfreut, wegen ihrer Unvollkommenheit vollständig zurückgetreten; sie wurde bei dem rationellen Aufbau solcher Gebäude durch eine bewegliche Schnellbaurüstung verdrängt, die an der Außenfront des Gebäudes hängend zur Stelle der Arbeit beliebig und bequem eingestellt werden kann.

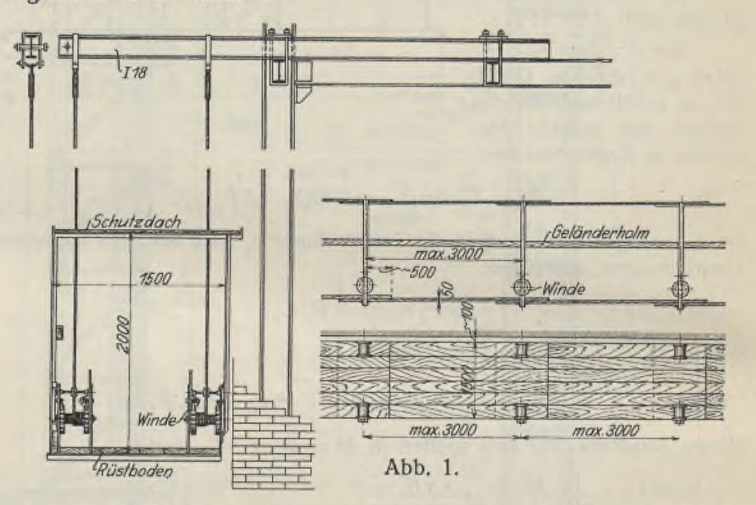


Abb. 1.

Diese Patentrüstungen, die sowohl in geringem Umfange der Baustoffzubereitung wie vor allem der Maurerarbeit dienen, haben die gebräuchlichste Form bei der Patent-Scafolding Co. in New York gefunden. In Deutschland wird sie seit etwa zwei Jahren mit alleinigem Ausnutzungsrecht unter dem Namen „Schnellbaurüstung" von der Torkret-Gesellschaft in Berlin geführt.

Diese Patentrüstung (Abb. 1) besteht aus einer Reihe nebeneinander vor der Hausfront an Kragträgern mit Drahtseilen hoch aufgehängten und mit Winden hochziehbaren, von einem Stahlrahmen gehaltenen Arbeitsbühnen, die etwa 3 m lang und 1,50 m breit sind und, ohne hin und her zu schwanken, gegen das Gebäude zu drücken suchen, ferner mit ihm auch leicht verbunden sind.

Zwei oben im Gebäude am Skelett provisorisch festgemachte und auskragende I-Träger NP. 18 bis 22 (3 m Ab-

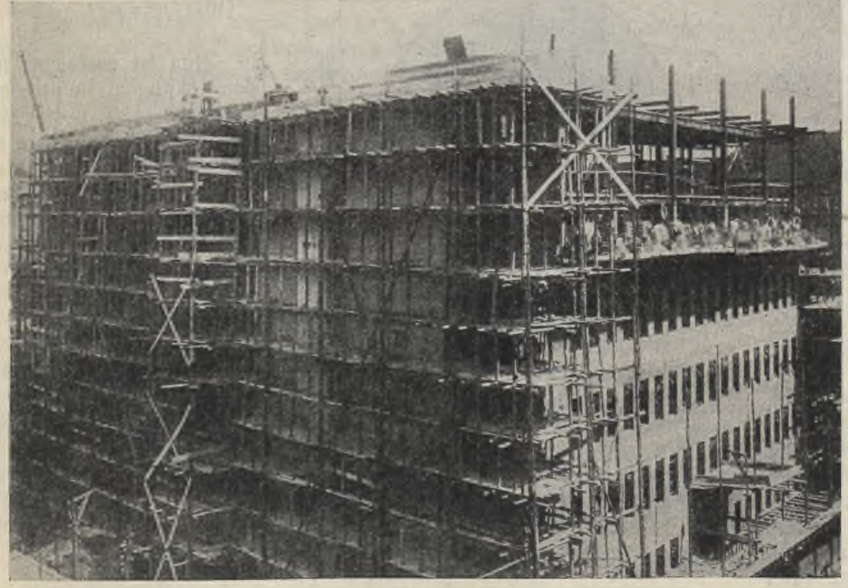


Abb. 2.



Abb. 3.

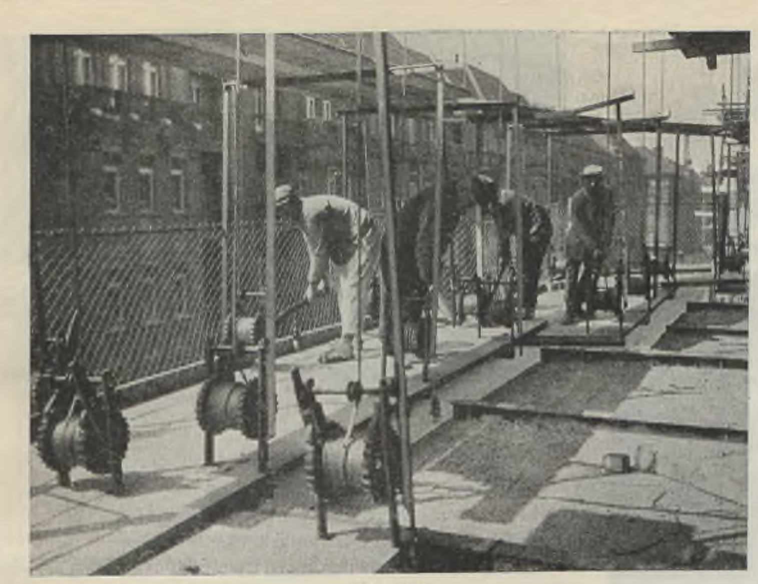


Abb. 4.

stand), Abb. 3, halten an je zwei Drahtseilen den 2 m hohen Rüstungsrahmen, der eine Bohlenabdeckung von 5 cm Stärke als Arbeitsbühne, eine äußere Einfriedigung nebst Bordbrett, ein oberes Schutzdach und am Rahmenpfosten je zwei Drahtseilwinden tragen, die von der Arbeitsmannschaft selbst zum Heben und Senken bewegt werden können.

Die leicht und geschickt konstruierte Schnellbaurüstung ist für eine gleichmäßig verteilte — auch Baumaterial und leichte Geräte umfassende — Belastung von rd. 300 kg/m² (Eigen- und Nutzlast) bemessen und auch unter Beachtung aller Unfallverhütungsvorschriften eingerichtet. Die bewegliche Rüstung läßt sich gegen Schwanken am Gebäude provisorisch leicht feststellen; sie gestattet auch eine unmittelbare Verbindung mit dem festen Gebäude zum Übertreten, um an der Frontwand außen und innen bequem und sicher arbeiten zu können. Ihre Einrichtung muß bei der Organisation des Baubetriebes von vornherein mitbedacht werden.

Diese Schnellbaurüstung hat sich bisher bei vielen Bauten, wo sie zur Verwendung kam, gut bewährt.

Einige Darstellungen von Einrichtung und Verwendungsart bieten die Lichtbilder (Abb. 4 bis 9), die die Maurerarbeit an der Außenfront eines Stahlskelettbaues gut veranschaulichen, zugleich auch zum Ausdruck bringen, wie bequem und leicht man mit dieser beweglichen Rüstung das ganze Gebäude in der Front bestreichen kann; auch zeigen sie die Verbindung der Kragträger mit den Konstruktionen des Gebäudes.

Eine weitere Veranschaulichung dieses eigenartigen Rüstzeuges bietet die Abb. 2; diese stellt die Berüstung eines großen Baues dar, dessen eine Fassade von einer gewöhnlichen Doppelstangenrüstung — also einem festen Gerüst —, dessen andere Fassade von einer Schnellbaurüstung — einer

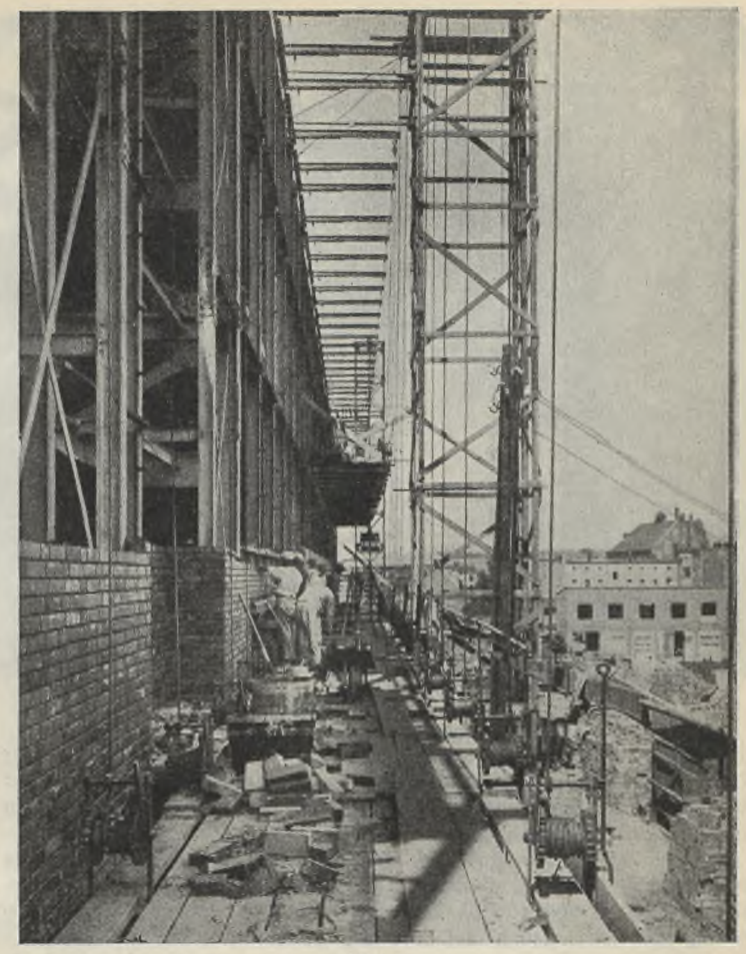


Abb. 5.

beweglichen Rüstung — bedient wird. Das Bild bringt deutlich zum Ausdruck, wie einfach und ingenieurmäßig die Schnellbaurüstung sich gegenüber der holzüberladenen und unübersichtlichen Standrüstung ausnimmt.

Die sich den Bauverhältnissen leicht anpassende, bewegliche Rüstung dieser Art kann auch noch bei anderen Hochbauten und Ingenieurwerken eine vorteilhafte Verwendung finden.

Die Schnellbaurüstung, die in Deutschland seit etwa zwei Jahren im Betrieb ist, hat bisher auch bei verschiedenen Bauten in Berlin Verwendung



Abb. 6.

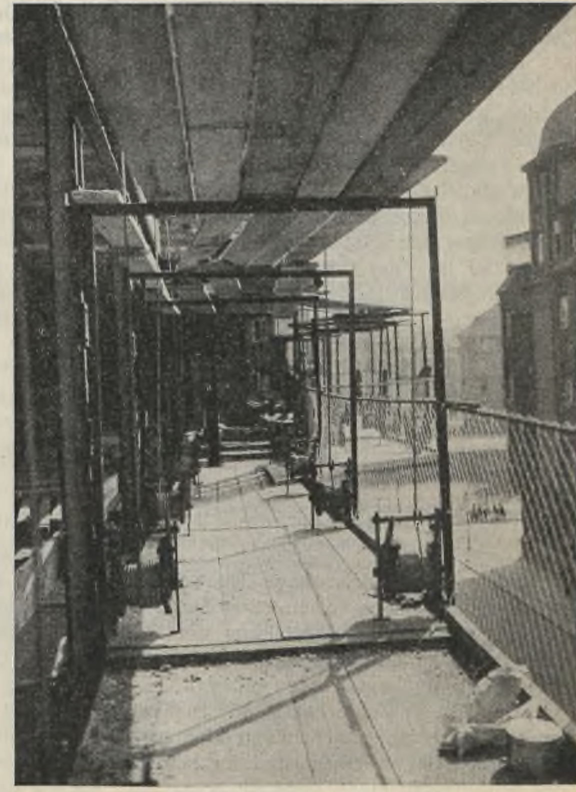


Abb. 7.

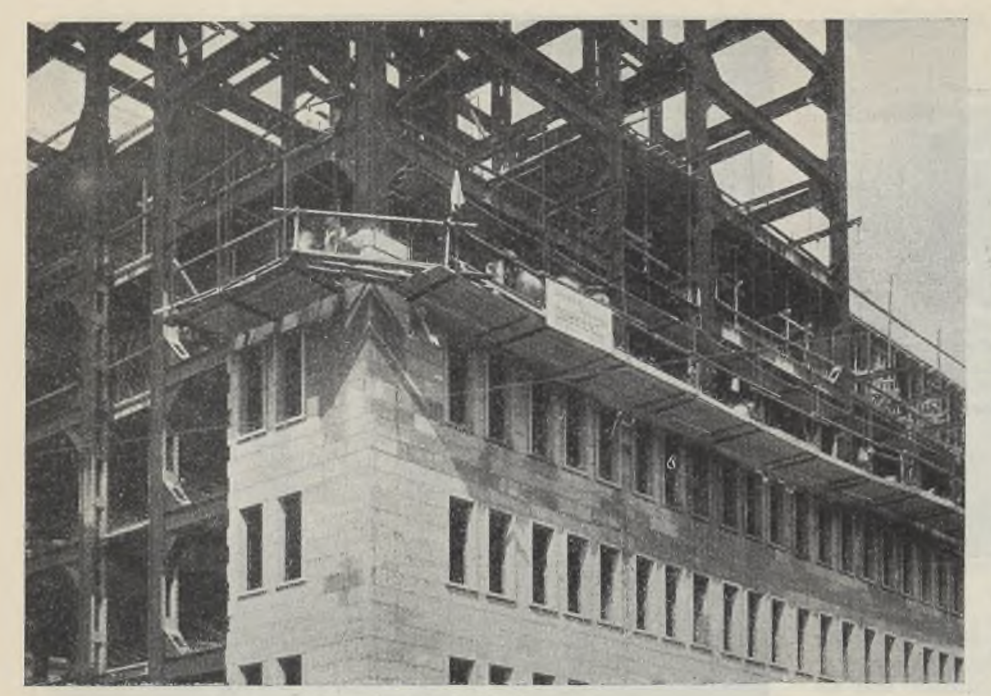


Abb. 8.



Abb. 9.

gefunden; zum Mauern, Putzen, Versetzen und Absäuren, ferner für Klempnerarbeiten, zum Bekleiden des Gebäudes mit Natursteinen, zur Ausbildung der Außenwand mit Gasbetonsteinen, für Torkretverputzen und zur Ausbesserung von Kanten usw.

Dieser Schnellbaurüstung darf man nach den bisherigen Erfahrungen wohl folgende Vorzüge nachsagen, die sie für den modernen Hochbaubetrieb geeignet und vorteilhaft erscheinen lassen, sofern alle Vorsichtsmaßregeln bei Benutzung und Belastung gewahrt werden.

Die moderne Rüstmaschine ist statisch und konstruktiv klar, sowie in betriebstechnischer Hinsicht einfach, sicher und übersichtlich, schließlich schnell zu bedienen, einzurichten und abzubrechen (Betriebsanweisung der Torkret-Gesellschaft, die diese Rüstungen vorhält und unterhält). Vor allem ist sie vorteilhaft und gut verwendbar bei allen Gebäuden, die über die normalen vier oder fünf Stockwerke hinausgehen; hier wird die gewöhnliche Stangenrüstung leicht kompliziert, teuer und unsicher. Bei großen Gebäudehöhen ist es wirklich schwer, eine Holzrüstung im obersten Teil schwingungsfrei aufzustellen; die Klagen der Mannschaften über das Schwanken hoher Gerüste — zumal bei Sturm — scheint vollständig berechtigt und auch verständlich. Im Gegensatz zu der hochgetürmten Holzrüstung spielt bei der maschinellen Rüstung die Höhe des Gebäudes überhaupt keine Rolle, weil sie, oben fest aufgehängt, in jeder Arbeitsstelle der Front angezogen und festgemacht werden kann.

Man darf sagen, daß diese Rüstmaschine um so wirtschaftlicher wird, je höher das Gebäude ist. Anderseits wird sie auch bei niedrigen Skelettbauten, wie z. B. in Amerika und England, mit Erfolg verwendet. Der Grund ist wohl vor allem darin zu suchen, daß auf technisch klare und zuverlässige, wie betriebsichere Konstruktionen, die sich auch bequem überwachen lassen, viel Wert gelegt, ferner bei Skelettbauten in belebten Straßen der Großstadt der Verkehr durch eine schwebende, unten Freiraum belassende Rüstung beim Neubau fast gar nicht behindert wird. Unter der hier gut angebrachten Rüstmaschine wird in 3 m Höhe über dem Bürgersteig eine Schutzrüstung ausgestreckt oder aufgehängt, worunter der Straßen- und Fußgängerverkehr völlig freie Bahn hat. — Ein wesentlicher Vorteil einer solchen Rüstung, die man, bequem und dauernd dem Arbeitsfortgang folgend, in die richtige Höhe heben und senken kann, liegt ferner darin, daß der Maurer in Brusthöhe arbeiten, damit seine Arbeitsleistung erhöhen, sowie manches Gefahrenmoment — z. B. das verbotene Stehen auf umgekehrten Kübeln und Eimern — selbst beheben kann.

Eine solche Rüstmaschine, die an der Front ja nur stets einen schmalen Streifen bedeckt, braucht diese nicht zu verdecken; sie gestattet eine ungestörte und übersichtliche Fugenbehandlung unter den oberen Maurerarbeiten, sowie einen freien Überblick über die Front; es sind dies Vorzüge, die dem Architekten nicht unwillkommen sein werden.

Schließlich zeigt sich diese Rüstung der Holzstandrüstung auch darin überlegen, daß sie niemals zu einer solchen Feuersgefahr für Rüstung und Haus wie jene werden kann, die infolge eines Herausschlagens der Flammen aus den Fenstern bei ihrer großen Holzmenge eine Weiterleitung des Brandes zweifellos fördern und über das ganze Gebäude weiterleiten kann.

Eine unbedingte Voraussetzung für die zuverlässige und gebrauchsfähige Anwendung der beweglichen Rüstung bleibt die jederzeitige Beachtung aller Betriebs- und Unfallverhütungs-Vorschriften und aller Zulassungsbedingungen im Interesse der arbeitenden Mannschaft und der Bauleitung. Unter dieser Voraussetzung ist sie auch von der zuständigen Behörde für Preußen baupolizeilich unter bestimmten Bedingungen allgemein zugelassen.

Die Schnellbaurüstung hat trotz der Bedenken und Befürchtungen, die ihr in Deutschland Behörden und Gewerkschaften zunächst entgegenbrachten, während der letzten zwei Jahre bei zahlreichen Großbauten eine erfolgreiche Anwendung gefunden; sie hat sich auch die Zufriedenheit der Handwerker und Arbeiter wie der Bauleitenden an vielen Stellen erworben und die an sie gestellten Erwartungen nach den bisherigen Erfahrungen erfüllt.

Der Verfasser hatte Gelegenheit, das Arbeiten mit dieser Rüstung bei dem neuen Verwaltungsgebäude der Siemens & Halske AG. in Siemensstadt — Stahlskelett mit Ziegel- und Klinkerausmauerung — im März d. J., sowie bei dem Stahlskelett-Turm der Sonderausstellung „Stahlbau" auf der Leipziger Baumesse im Frühjahr 1929 und auch noch bei einem anderen großen Bau näher kennenzulernen. Man mußte bei dieser Gelegenheit, vom objektiven Standpunkt aus, den Eindruck gewinnen, daß die Einrichtung und Handhabung dieser in Deutschland noch nicht lange, in Amerika schon viele Jahre verwendeten Rüstmaschine einfach, sicher und baufördernd ist. Sie wird bei der fortschreitenden Entwicklung und Ausbreitung des Hochbaues in Stahlskelett ein sehr brauchbares und geschätztes Rüstzeug werden, das geeignet ist, der Rationalisierung der Bau- und Wohnungswirtschaft noch manche Dienste zu tun, zumal wenn man sie richtig verwendet und sich an sie gewöhnt hat.

Da Architekt und Ingenieur bei den Hochbauten unserer Zeit eine umsichtige Arbeitsdisposition und geeignete Baumaschinen für die Rationalisierung des Baubetriebes viel weniger als früher entbehren können, dürfte die kurze Vorführung dieser neuen Rüstmaschine für den Leserkreis dieses Blattes wohl von allgemeinem Interesse sein. Doch sollen diese Zeilen zunächst nur zur Anregung und Orientierung dienen; man wird weitere Erfahrungen in Deutschland abwarten müssen, ehe ein endgültiges Urteil gefällt werden kann.

Alle Rechte vorbehalten.

Umbau eines deutschen Stahlwerkes.

Von Oberingenieur **Bernhard Winkler**, Dortmund.

Die wirtschaftliche Lage Deutschlands bedingt, daß die vor und während des Krieges entstandenen Stahlwerksanlagen durch Vereinfachung und wirtschaftliche Ausgestaltung der Betriebe, insbesondere durch Erstellung großer und größter Einheiten, den heutigen Erfordernissen entsprechend umgebaut werden müssen.

Das hier in Frage kommende Stahlwerk wurde in den Kriegsjahren als Tiegelstahlwerk mit einigen kleinen Martinöfen für etwa 10 bis 15 t Fassungsvermögen erbaut und im Jahre 1928 als reines Martinwerk für den Schrottanfall einer Großstadt umgebaut. Es war die Aufgabe gestellt, zwei neue Martinöfen für eine Leistung von 30 bis 40 t in dem alten Bau unterzubringen, ohne daß eine wesentliche Vergrößerung des Gebäudes vorgenommen werden mußte. Für die großen Öfen mußten zwischen den Stützen der Gießhalle und der Ofenhalle lichte Öffnungen von mindestens 23 m geschaffen werden. Dies wurde dadurch erzielt, daß in dem westlichen Teil des Gebäudes zwei Stützen entfernt wurden. Im östlichen Teil des Gebäudes wurde die letzte Stütze entfernt und das Gebäude um 12 m verlängert. Hierdurch wurde erreicht, daß die drei alten kleinen Martinöfen in Betrieb bleiben konnten und für die neuen Öfen der erforderliche Raum von mindestens 23 m geschaffen wurde. Die Dispositionsskizzen (Abb. 1 bis 4) zeigen den Zustand der alten Anordnung mit

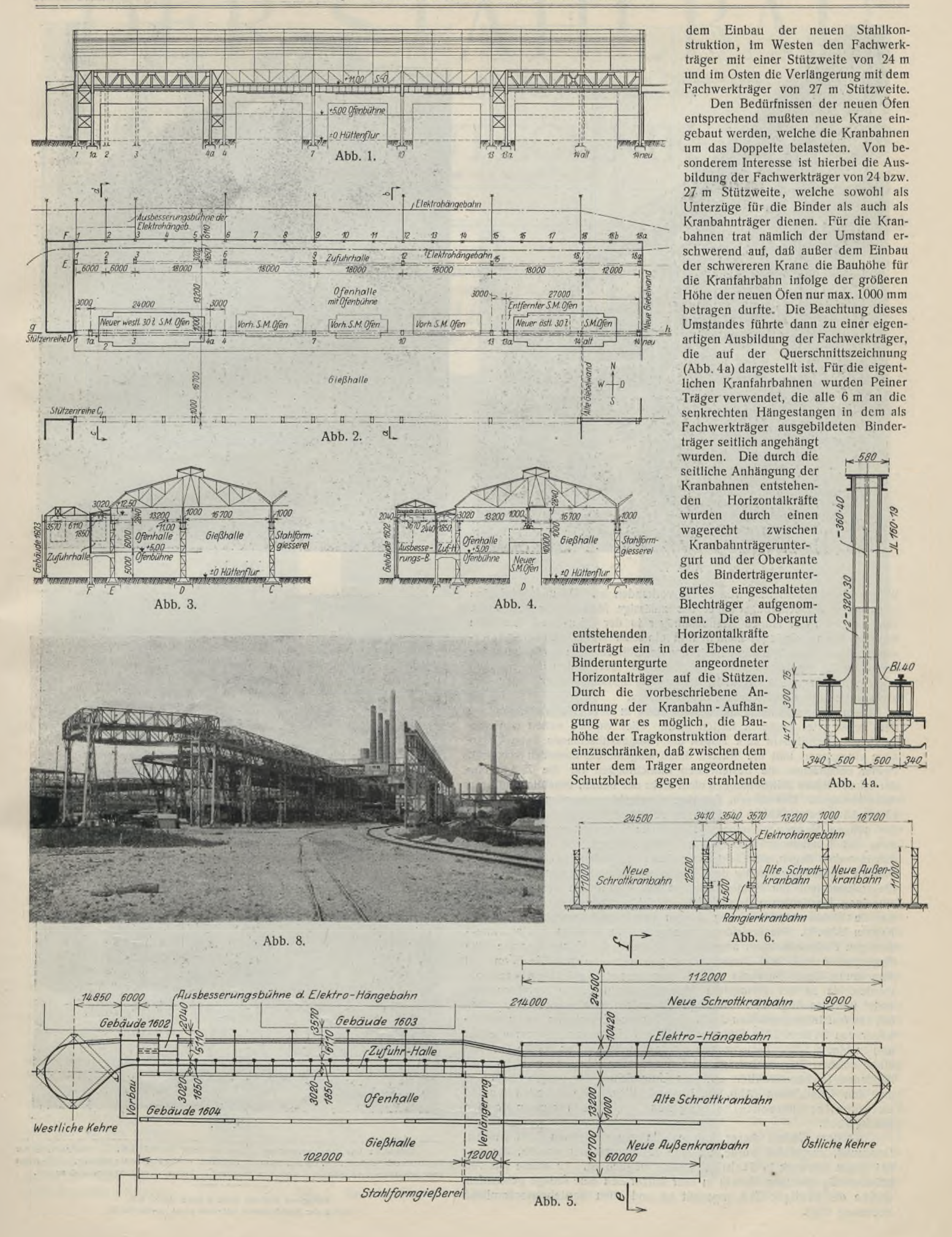


Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 3.

Abb. 4.

Abb. 4a.

Abb. 6.

Abb. 8.

Abb. 5.

dem Einbau der neuen Stahlkonstruktion, im Westen den Fachwerkträger mit einer Stützweite von 24 m und im Osten die Verlängerung mit dem Fachwerkträger von 27 m Stützweite.

Den Bedürfnissen der neuen Öfen entsprechend mußten neue Krane eingebaut werden, welche die Kranbahnen um das Doppelte belasteten. Von besonderem Interesse ist hierbei die Ausbildung der Fachwerkträger von 24 bzw. 27 m Stützweite, welche sowohl als Unterzüge für die Binder als auch als Kranbahnträger dienen. Für die Kranbahnen trat nämlich der Umstand erschwerend auf, daß außer dem Einbau der schwereren Krane die Bauhöhe für die Kranfahrbahn infolge der größeren Höhe der neuen Öfen nur max. 1000 mm betragen durfte. Die Beachtung dieses Umstandes führte dann zu einer eigenartigen Ausbildung der Fachwerkträger, die auf der Querschnittszeichnung (Abb. 4a) dargestellt ist. Für die eigentlichen Kranfahrbahnen wurden Peiner Träger verwendet, die alle 6 m an die senkrechten Hängestangen in dem als Fachwerkträger ausgebildeten Binderträger seitlich angehängt wurden. Die durch die seitliche Anhängung der Kranbahnen entstehenden Horizontalkräfte wurden durch einen wagerecht zwischen Kranbahnträgeruntergurt und der Oberkante des Binderträgeruntergurtes eingeschalteten Blechträger aufgenommen. Die am Obergurt entstehenden Horizontalkräfte überträgt ein in der Ebene der Binderuntergurte angeordneter Horizontalträger auf die Stützen. Durch die vorbeschriebene Anordnung der Kranbahn-Aufhängung war es möglich, die Bauhöhe der Tragkonstruktion derart einzuschränken, daß zwischen dem unter dem Träger angeordneten Schutzblech gegen strahlende

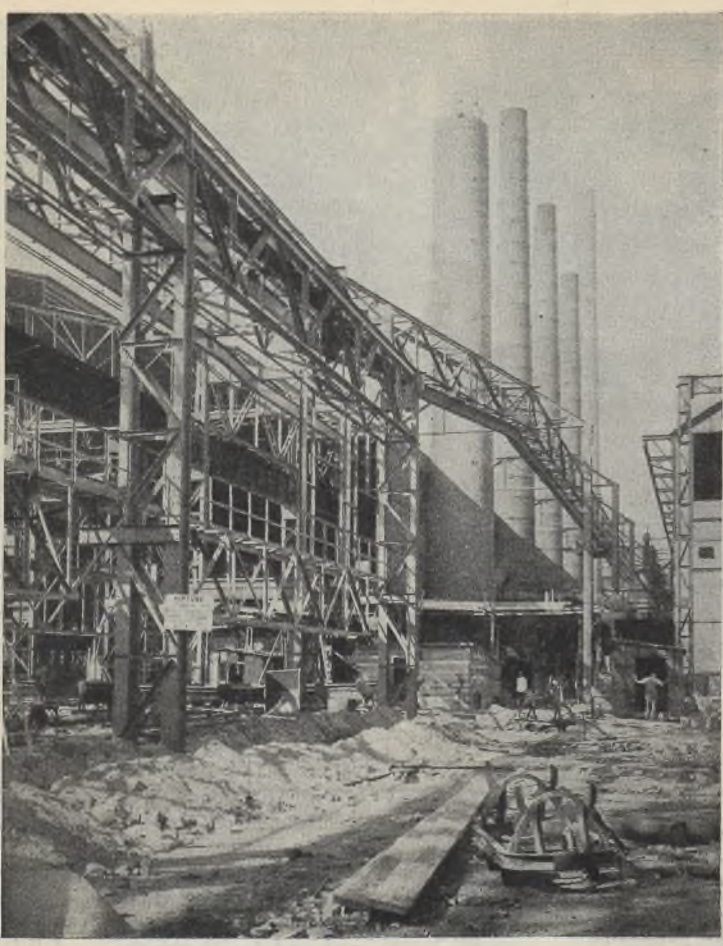


Abb. 7.

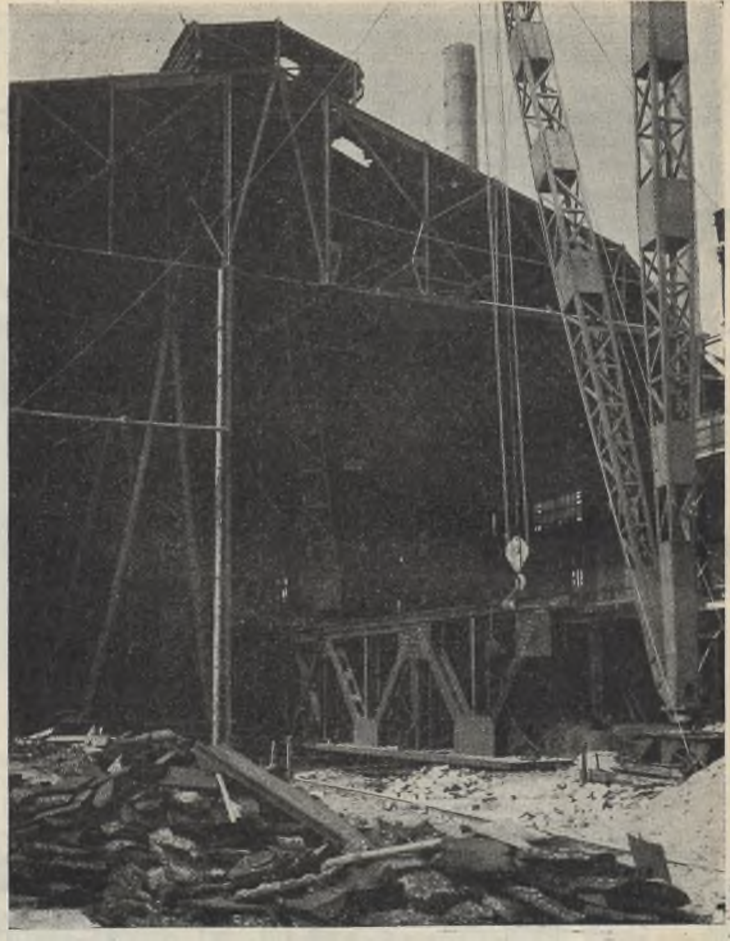


Abb. 9.

Wärme eine Luftisolierung von 10 cm vorhanden ist. Dadurch wird eine Erwärmung der Kranträger über das zulässige Maß hinaus verhindert. Die übrigen 18 m langen Kranbahnträger in der Ofen- und Gießhalle wurden durch aufgelegte Lamellen in einfacher Weise ausreichend verstärkt. Ähnlich erfolgte die Verstärkung der Stützen. Die durch die Krane erzeugten Längskräfte werden durch die an drei Stellen angeordneten senkrechten Fachwerke (Abb. 1), die jeweils zwischen einer neuen und alten Stütze eingebaut wurden, aufgenommen.

Auch die vorhandene Stahlkonstruktion in der Zufuhrhalle genügte den neuen viel größeren Lasten nicht. Hier wurden neben den vorhandenen Dachbindern zum Tragen der Hängebahnschienen neue Unterzüge eingezogen und die Stützen durch aufgenietete Lamellen verstärkt. Ferner entsprachen die bestehenden Einrichtungen für die Zubringung der erforderlichen Schrottmengen nicht mehr den neuen, erheblich größeren Anforderungen. Um diesem Erfordernis gerecht zu werden, wurde eine Elektrohängebahn (Abb. 5 bis 8) errichtet, durch welche der Antransport der nötigen Mengen sichergestellt ist. Die Schrottmengen werden von zwei mit Kranbahnen überbrückten Schrottplätzen, die im Osten des Martinwerkes liegen, der Elektrohängebahn in Mulden zugeführt. Je drei Mulden werden gleichzeitig dem Muldenwagen entnommen und von der Elektrokatze auf die Muldenbänke in der Zufuhrhalle dem Bedarf der einzelnen Martinöfen entsprechend verteilt. Besonders bemerkenswert ist die Stahlkonstruktion zum Tragen der Hängebahnschienen an den Kehren (Abb. 8). Die kreisförmig gebogene Bahn wird an je vier kastenförmigen Fachwerkträgern angehängt, die bei jeder Kehre durch je zwei eingespannte und zwei Pendelstützen getragen werden. Die Form und Anordnung dieses Bauwerks darf als eine besonders glückliche bezeichnet werden, da es bei geringstem Materialaufwand größte Standsicherheit bietet und das Auge voll befriedigt. Besondere Schwierigkeiten machten bei den Aufstellungsarbeiten das Hochziehen und Einbringen der Fachwerkträger von 24 bzw. 27 m Stützweite, die auf Hüttenflur zusammengebaut und in einem Stück hochgezogen werden mußten. Das größte Gewicht eines solchen Trägers beträgt 60 Tonnen. Die Abstützungen der vorhandenen Dachkonstruktion und das Unterziehen der großen Träger ist aus den Lichtbildern (Abb. 9 u. 10) ersichtlich. Die Arbeiten wurden unter voller Aufrechterhaltung des Betriebes in wenigen Monaten durchgeführt.

Mit dem Umbau dieser Anlage, die von der Firma C. H. Jucho, Dortmund, ausgeführt wurde, ist eine Arbeit geleistet worden, die nur bei einem Bauwerk in Stahlbauweise möglich ist. Es wurde mit verhältnismäßig geringen Mitteln in sehr kurzer Zeit eine Anlage geschaffen, welche der heutigen Zeit angepaßt ist und allen Betriebserfordernissen Rechnung trägt.



Abb. 10.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang | BERLIN, 20. September 1929 | Heft 19

Zum fünfzigjährigen Bestehen des Industriewerkes Aug. Klönne in Dortmund.

Alle Rechte vorbehalten.

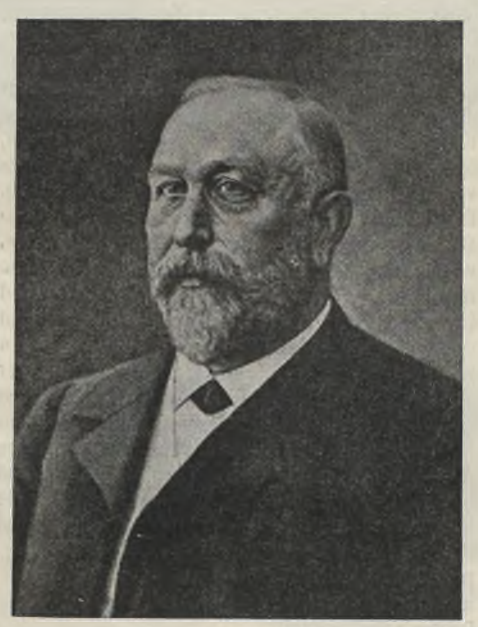
Von **Schaper.**

Die weltbekannte Firma Aug. Klönne blickt in diesem Jahre auf ihr fünfzigjähriges Bestehen zurück. Es lohnt sich sehr, einen Blick auf die großartige Entwicklung dieses Werkes aus kleinen Anfängen zur Weltfirma und auf die so erfolgreiche, vielseitige Betätigung der Firma auf allen möglichen Industriezweigen zu tun.

Der Begründer der Firma ist August Klönne, ein Mann von seltener Begabung, von Erfindergeist, von eiserner Willenskraft und großem Organisationstalent. Er wurde am 21. August 1849 geboren. Der frühe Tod seines Vaters zwang ihn, die Schule schon mit der Primareife zu verlassen. Er trat als Lehrling in die Baroper Maschinenbau-AG. ein, arbeitete hier in der Werkstatt und auf dem Konstruktionsbüro und benutzte in seinen freien Stunden jede Gelegenheit, um sich in das wissenschaftliche Rüstzeug des Ingenieurs zu vertiefen. Schon in Barop kam er beim Bau einer Petroleumgasanstalt mit dem Gasfach in Berührung. Es sollte zunächst sein eigentliches Arbeitsfeld werden. Wir finden ihn dann als jungen Ingenieur in Bochum, wo eine neue Steinkohlengasanstalt nach seinen Plänen gebaut wurde, und dann im Gasbehälterbau der Kölnischen Maschinen-AG. in Bayenthal bei Köln. Im Jahre 1873 wurde ihm im Alter von 24 Jahren die Stelle des Vorstandes der Gas- und Wasserwerke der Union in Dortmund übertragen. In dieser Stelle machte August Klönne eine bahnbrechende Erfindung auf dem Gebiete der Gaserzeugungsöfen, nämlich die Generatorfeuerung. Nach dieser Erfindung wurden in vielen Städten des In- und Auslandes die Gaserzeugungsöfen umgebaut. Der Erfolg seiner Erfindungen im Gasofenbau ermöglichte es ihm, sich im Jahre 1879 in Dortmund selbständig zu machen und ein eigenes Werk zu gründen. In diesem Werk wurden zunächst nach den Klönneschen Patenten und Er-



Dr.-Ing. ehr. Moritz Klönne
Kgl. Bulgarischer Generalkonsul, M. d. R.



August Klönne
* 21. 8. 1849 † 30. 12. 1908.



Dr.-Ing. ehr. Max Klönne

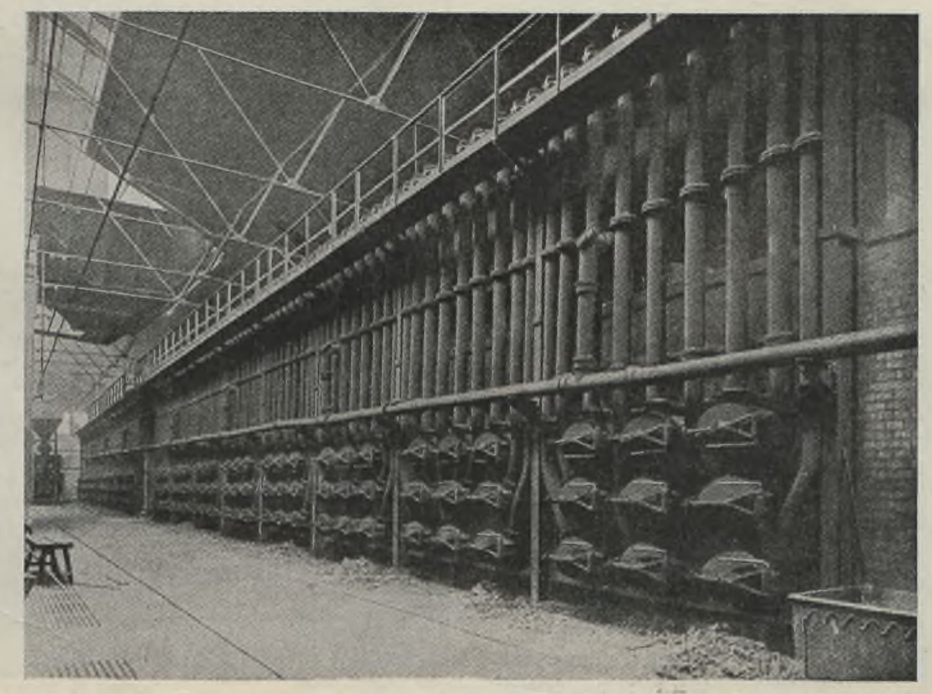


Abb. 1. Retorten-Ofen der Gasanstalt Hamburg-Barmbeck.

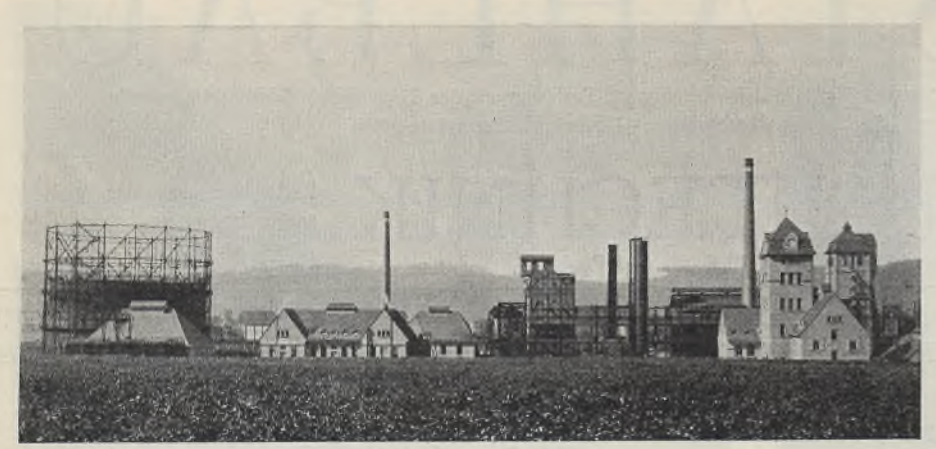


Abb. 3. Gaswerk Gera.

findungen Gasöfen gebaut, die nach allen Ländern Europas und auch nach den Vereinigten Staaten geliefert wurden und dem Namen Klönne auf dem Gebiete der Gasöfen Weltruf eintrugen.

Klönnes weitschauender Blick begnügte sich nicht mit der Verbesserung der Ofenfeuerung. Er erkannte als einer der ersten die ungeheure Bedeutung der Nebenprodukte der Gaserzeugung und führte bahnbrechende Neuerungen auf den Gebieten der Erzeugung, Kühlung, Waschung, Reinigung, Beförderung und Aufspeicherung des Gases ein. Die für den Gaswerkbau notwendigen umfangreichen Eisenbauten veranlaßten Klönne bald, dem Gedanken näher zu treten, eine eigene Eisenbauanstalt zu schaffen. Er verwirklichte diesen Gedanken im Jahre 1886. Die Eisenbauanstalt, die zunächst nur der Herstellung von Eisenbauten des Gasfaches diente, wurde von Klönne im Jahre 1890 durch eine besondere Abteilung für Eisenbrücken- und Eisenhochbau erweitert, die in ihren Leistungen und Erfolgen bald mit den alten Abteilungen für den Gaswerkbau wetteiferte. Im Laufe der Zeit nahmen die verschiedenen Abteilungen noch andere Fabrikationszweige auf, so den Eisenwasserbau, den Eisenbau für bergbauliche Anlagen und den Behälterbau. So entstand allmählich ein gewaltiges Unternehmen. Die großen Erfolge seiner Werke verdankt August Klönne neben seinem praktischen Können und seiner unermüdlichen Schaffenskraft vor allem auch seinem eigenen Streben nach wissenschaftlicher Erkenntnis und seiner Zusammenarbeit mit den ersten Männern der Wissenschaft, wie Barkhausen, Müller-Breslau und Engeßer. August Klönne starb am 30. Dezember 1908. Seitdem führen seine beiden Söhne Max Klönne und Moritz Klönne das Werk des Vaters in seinem Sinne weiter. Ihren rastlosen Bemühungen ist es gelungen, das große Werk des Vaters durch die schwierigen Nachkriegszeiten hindurchzubringen. Es steht heute gefestigt und gerüstet da.

Wie schon erwähnt, errang das Werk seine ersten großen Erfolge durch

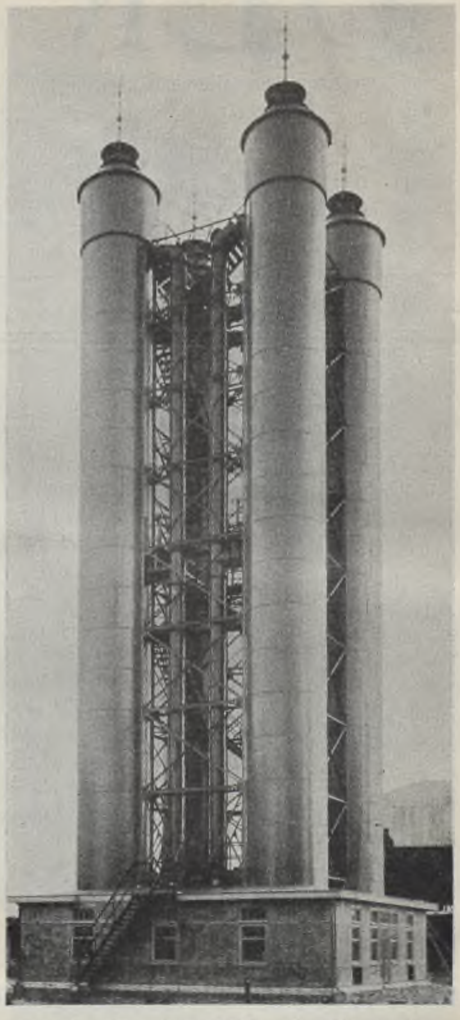


Abb. 4. Vier Raumkühler des Gaswerkes im Haag.

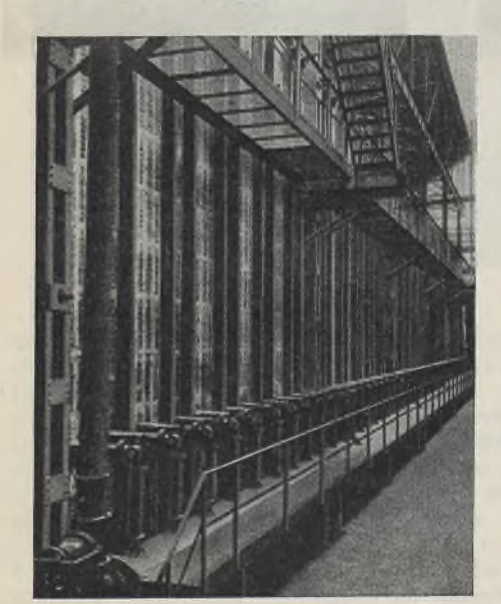


Abb. 2. Vertikalkammer-Ofenanlage des Gaswerkes Charlottenburg.

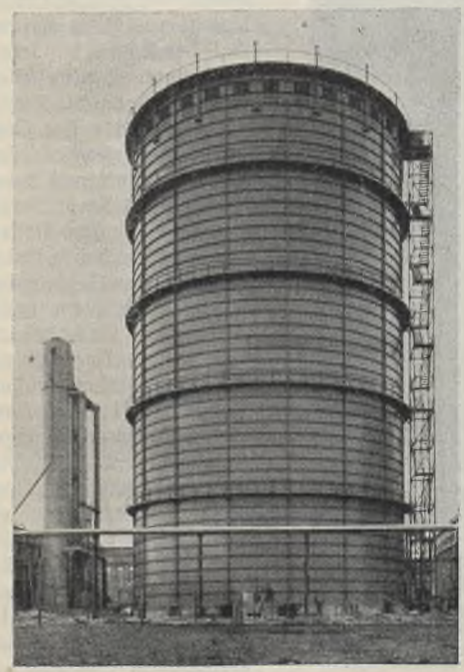


Abb. 6. Wasserloser Klönne-Gasbehälter.

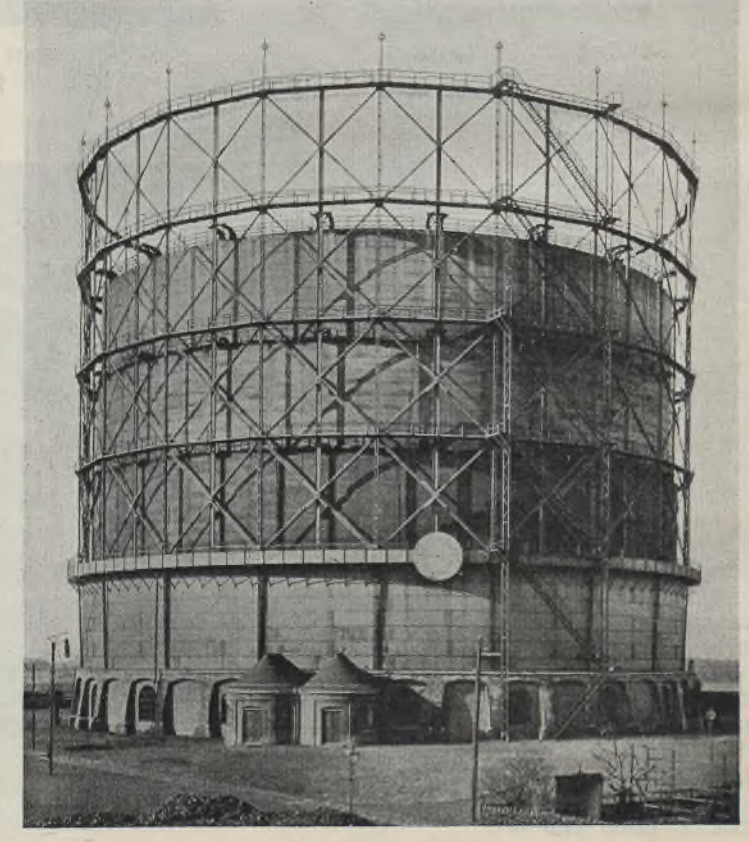


Abb. 5. Teleskop-Gasbehälter mit Ringbecken für Amsterdam.

seine Neuerungen im Gasofenbau. Der Einführung der Generatorfeuerung im Gasofenbau folgte die Erfindung der Retortenöfen. Der in Abb. 1 dargestellte, für Hamburg-Barmbeck erbaute 9er Retorten-Ofen lenkte die allgemeine Aufmerksamkeit der Fachwelt auf die Klönne-Öfen. Im Jahre 1892 wurde der erste Kammerofen durch Klönne gebaut und damit der Anstoß zur Entwicklung des modernen Ofenbaues gegeben. Die ersten Kammeröfen hatten wagerechte Kammern. Einen weiteren großen Fortschritt im Ofenbau erzielte Klönne durch den Kammerofen mit senkrechter Kammer, die ein weit schnelleres Laden und Entladen als die wagerechte Kammer gestattet. Abb. 2 zeigt die Vertikalkammer-Ofenanlage des Gaswerkes Charlottenburg. Die Firma Klönne beschränkte sich nicht darauf, Einzelkonstruktionen für Gaswerke zu liefern, sie übernahm auch die schlüsselfertige Einrichtung großer Gasanstalten. Abb. 3 zeigt das von Klönne erbaute Gaswerk der Stadt Gera. Eine große Anzahl von Patenten auf neue Verfahren zum Kühlen, Waschen und Reinigen des Gases wurden der Firma erteilt. Sehr viele Anlagen sind nach diesen Patenten ausgeführt worden. Eine hervorragende Erfindung ist der Klönnesche Raumkühler, der der Vorkühlung des Gases und der Teer- und Naphthalinausscheidung dient. In Abb. 4 sind die 4 Raumkühler des Gaswerkes im Haag dargestellt.

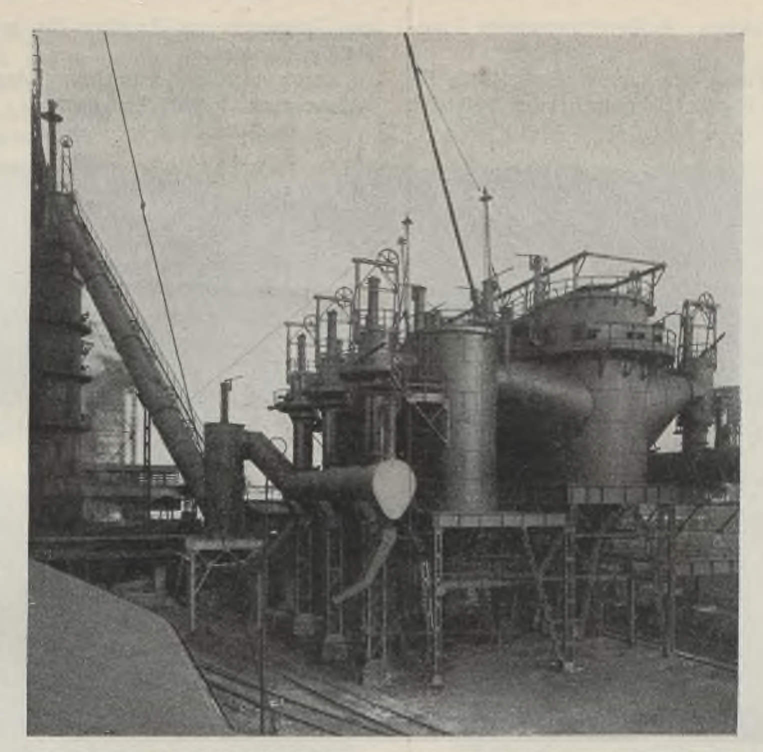


Abb. 8. Elektrische Gasreinigungsanlage für die Vereinigten Stahlwerke AG., Gruppe Gelsenkirchen.

Die rationelle Arbeit in den neuen, nach den Klönneschen Plänen großzügig angelegten Gasanstalten erforderte natürlich auch zweckmäßige Förderanlagen. Auch auf diesem Gebiete hat Klönne mit größtem Erfolge gearbeitet. Er versah die Gasanstalten mit Drahtseilbahnen und Hängebahnen und schuf in den Dachräumen der Ofenhäuser große Hochbehälter für Koks, der mit Becherwerken, Transportbändern und Kratzerketten in die Höhe geschafft wurde.

Auch der Vervollkommnung der Koksaufbereitungsanlagen wandte Klönne die größte Aufmerksamkeit zu und schuf mustergültige Anlagen dieser Art. Es gibt heute in Deutschland fast keine große Stadt



Abb. 7. Wasserturm von 500 m³ Inhalt für die deutschen Solvay-Werke in Borth bei Büderich.



Abb. 9. Viergleisige Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Dresden.



Abb. 10. Elbebrücke bei Schönebeck.



Abb. 11. Kabelhängebrücke über einen Meeresarm bei Santos in Brasilien.

mehr, die nicht mit einer Klönneschen Aufbereitungsanlage ausgerüstet ist.

Im Gasbehälterbau, den die Firma von vornherein mit in ihr Arbeitsgebiet einbezog, wurde durch Klönne Bahnbrechendes geleistet. Schon im Jahre 1874 wurde von Klönne für die Dortmunder Union ein Gasbehälter mit freistehendem eisernem Becken gebaut, eine Erfindung, die sich bald allgemein in dem Gasbehälterbau einbürgerte. Statt der Radialführungsgerüste führte Klönne die weit besseren Tangentialführungsgerüste ein. Die Abb. 5 stellt den von Klönne entworfenen und gebauten vierteiligen Teleskop-Gasbehälter mit Ringbecken von 100000 m³ Inhalt für Amsterdam dar. In neuerer Zeit ist Klönne auch zum Bau der wasserlosen Trocken-Gasbehälter übergegangen. Nach mehrjährigen umfangreichen Versuchen ist es Klönne gelungen, einen wasserlosen Behälter zu konstruieren, der allen Anforderungen entspricht. Der wasserlose Gasbehälter besteht aus einem äußeren Zylindermantel, der durch ein Kuppeldach abgedeckt ist und in dem sich ein aus einer versteiften Blechkuppel bestehender Kolben auf und ab bewegt. Der Kolben wird am Rande durch einen doppelten Kranz von Holzrollen geführt und gegen den Mantel durch einen freihängenden elastischen Ring gedichtet, der mit Gegengewichten an die Behälterwand gepreßt wird und mit seinem unteren Ende in eine mit Öl gefüllte Ringtasse eintaucht. In der Abb. 6 ist der wasserlose Klönne-Gasbehälter mit 20000 m³ Inhalt für Bergwerks-Gesellschaft „Hibernia" in Herne in Westfalen dargestellt.

Besonders große Leistungen und Erfolge hat Klönne auch auf dem Gebiete der Behälter für Wasser, Schwefelsäure, Petroleum, Teer, Soda usw. und der Silos für Getreide, Zement, Kohlen u. dergl. aufzuweisen. Die Kugelwasserbehälter der Firma sind fast auf jedem größeren Bahnhof und auf fast allen Industriewerken zu sehen. Abb. 7 zeigt den von Klönne gebauten Wasserturm von 500 m³ Inhalt für die deutschen Solvay-Werke in Borth bei Büderich. Eine recht bedeutende Leistung der Firma Klönne auf dem Gebiete des Behälterbaues ist z. B. auch die elektrische Gasreinigungsanlage für die Vereinigten Stahlwerke AG., Gruppe Gelsenkirchen (Abb. 8). Von der Abteilung „Behälterbau" sind auch in größtem Umfange Gasleitungen für Hüttenwerke, Rohre für Wasserkraftwerke und Talsperren und Bunker für moderne Lokomotiv-Bekohlungsanlagen geliefert worden.


Abb. 12. Eisenbahndrehbrücke bei Zaandam.


Abb. 13. Hindenburgbrücke über den Bahnhof Halle a. d. S.


Abb. 14. Straßenbrücke über die Oder bei Fürstenberg.


Abb. 15. Zweigleisige Eisenbahnbrücke bei Wesel.


Abb. 17. Straßenbrücke über die Donau zwischen Novi-Sad und Peterwardein.

Bald nach der Einrichtung der Abteilung für Brückenbau ging Klönne zum Großbrückenbau über, ein Beweis für die außerordentliche Tatkraft, Weitsichtigkeit und Kühnheit von August Klönne. Es war wirklich keine Kleinigkeit, in einem Werke, das dem Gasofenbau, dem Gasbehälterbau und dem Bau anderer Behälter bisher in erster Linie gedient hatte, den Schritt zum Großbrückenbau zu tun. Im Vertrauen auf den Namen Klönne trugen die Behörden aber keine Bedenken, ihm den Bau großer Brücken zu übertragen. Klönne führte die ersten großen Brücken in so ausgezeichneter Weise aus, daß das Werk damit seinen Ruf als Großbrückenbauanstalt gründete. Die ersten großen Brücken, die Klönne baute, sind die Elbebrücke bei Torgau und die Ruhrbrücke bei Kettwig. Beide sind Eisenbahnbrücken; ihre Überbauten haben in den letzten Jahren infolge der Erhöhung der Lokomotivlasten stärkeren Überbauten weichen müssen. Es folgte dann in den Jahren 1897/98 der Bau der viergleisigen Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Dresden, eines bedeutenden, sehr schönen Brückenbauwerkes, das noch heute dem Betriebe dient (Abb. 9), und im Jahre 1902 der Bau der Straßenbrücke über die Weser bei Beverungen, deren drei Überbauten schön geformte Bogenträger sind. In die Jahre 1910 bis 1912 fällt der Bau der Elbebrücke bei Schönebeck (Abb. 10), deren Herstellung der Firma Klönne auf Grund eines Entwurfes bei einem engeren Wettbewerb übertragen wurde. Die Hauptstromöffnung wird hier von einem Zweigelenkbogen mit Zugband von 133,5 m Stützweite überbrückt. Beim Bau der Hohenzollernbrücke über den Rhein in Köln fiel der Firma Klönne der Bau des 167 m weit gestützten mittleren Überbaues der Straßenbrücke im Gewicht von 3100 t zu. Im Jahre 1912 erbaute die Firma Klönne die 180 m weit gespannte Kabelhängebrücke über einen Meeresarm bei Santos in Brasilien, deren Ausführung der Firma auf Grund eines eigenen Entwurfes übertragen wurde (Abb. 11).

Ein außerordentlich bemerkenswertes Bauwerk ist die Eisenbahndrehbrücke bei Zaandam (Abb. 12), deren drehbarer Mittelteil 128 m lang ist. Sie ist die größte Drehbrücke des Kontinents. Während des Krieges erbaute Klönne die Hindenburgbrücke über den Bahnhof Halle a. S. (Abb. 13), eine sehr schön geformte Auslegerbrücke mit Hängeketten über

den Pfeilerteilen, und die Straßenbrücke über die Oder bei Fürstenberg mit einem schönen Sichelbogen von 103 m Stützweite über der Mittelöffnung (Abb. 14). Unter den in den letzten Jahren — in denen die Deutsche Reichsbahn infolge der Erhöhung der Betriebslasten bei einem großen Teil ihrer stählernen Eisenbahnbrücken die Überbauten durch stärkere ersetzen mußte — durch Klönne ausgeführten Brücken sind die neuen

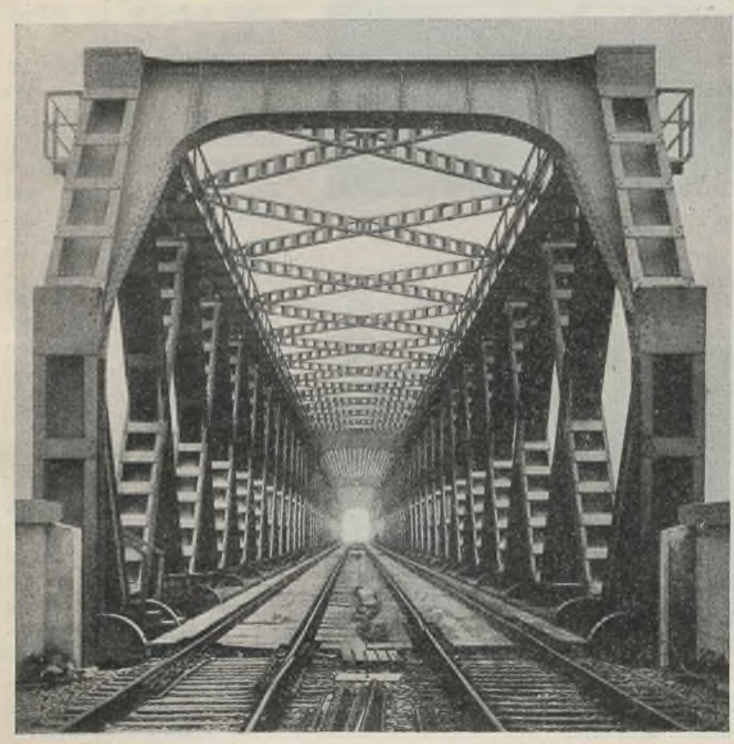


Abb. 16. Durchblick durch die Eisenbahnbrücke bei Wesel.

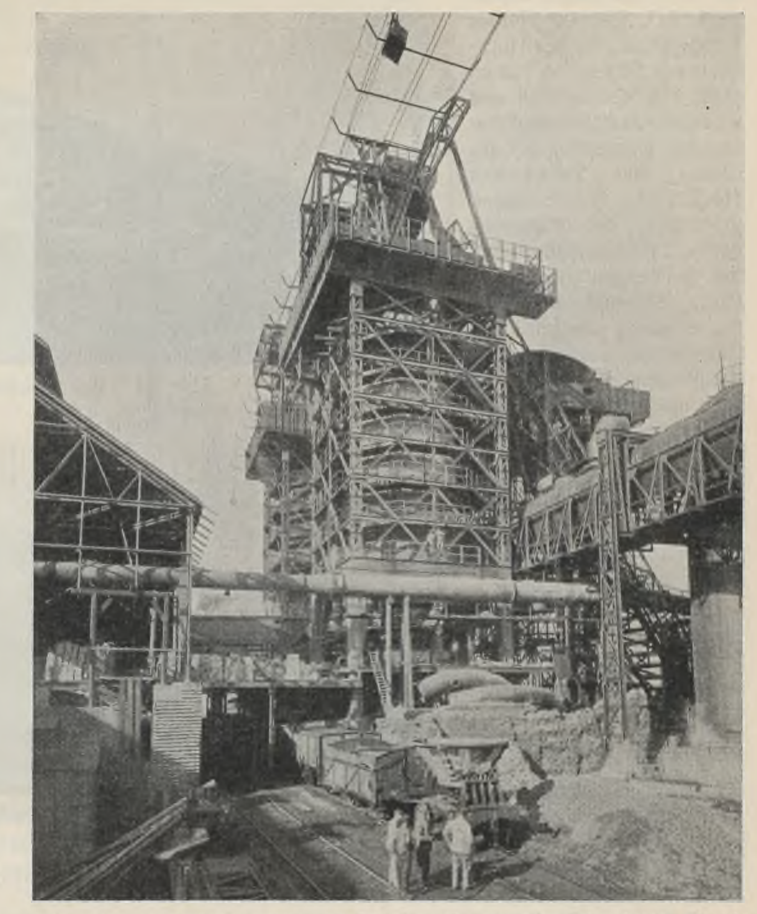


Abb. 18. Hochofengerüste mit Schrägaufzug für die Vereinigte Stahlwerke AG. „Phönix" Hörder Verein.

Überbauten der zweigleisigen Eisenbahnbrücke bei Wesel[1]) ganz besonders bemerkenswert, die Klönne zusammen mit der Gutehoffnungshütte ausführte (Abb. 15). Die Überbauten sind über je zwei Öffnungen durchlaufende Parallelfachwerkträger mit Rautenfachwerk. Die Brücke fügt sich in ihrer schlichten Form ausgezeichnet in die Landschaft des Niederrheins ein. Ganz besonders schön ist auch der Durchblick (Abbild. 16). Der Einbau der neuen Überbauten war deshalb besonders schwierig, weil der Eisenbahnbetrieb und der Schiffsverkehr in keiner Weise behindert werden durfte.

Ein durch seine Abmessungen, seine schönen Formen und die schwierige Herstellung beachtenswertes Bauwerk der letzten Jahre ist auch die Straßenbrücke über die Donau zwischen Novi-Sad und Peterwardein (Abb. 17)[2]), deren Ausführung Klönne zusammen mit Gollnow und Sohn als Reparationsauftrag erhielt.

Die Klönneschen Entwürfe für Brücken haben sich immer durch sehr zweckmäßige, gut durchdachte Konstruktionseinzelheiten und durch ästhetisch befriedigende, der Landschaft sich gut einfügende Linienführung der Überbauten ausgezeichnet. Mit großem Erfolg hat sich das Werk an Wettbewerben für große Brücken beteiligt. Es sei nur erwähnt, daß gelegentlich des Wettbewerbes für den Ersatz der Schiffsbrücke über den Rhein bei Köln-Mülheim[3]) Klönne mit dem Gedanken eines Bogenträgers mit einem Kabelzugband hervortrat.

In diesem Frühjahr wurde der von Klönne und Louis Eilers beim Wettbewerb für die Straßenbrücke bei Tangermünde[4]) eingereichte Entwurf als einziger vom Preisgericht zur Ausführung empfohlen.

Den Brückenbauten stehen die Ausführungen im Eisenhochbau nicht nach. Zahlreiche große Eisenhochbauten für die Eisen- und Stahlindustrie, für den Bergbau, für die Maschinenindustrie, für die chemische Industrie, für Bahnhofshallen, für Lokomotivschuppen usw. im In- und Auslande entstammen den Klönneschen Werkstätten. Von den zahlreichen Ausführungen seien hier erwähnt die Hochofengerüste mit Schrägaufzug

Abb. 19. Hochofenwerk Sakchi in Indien.

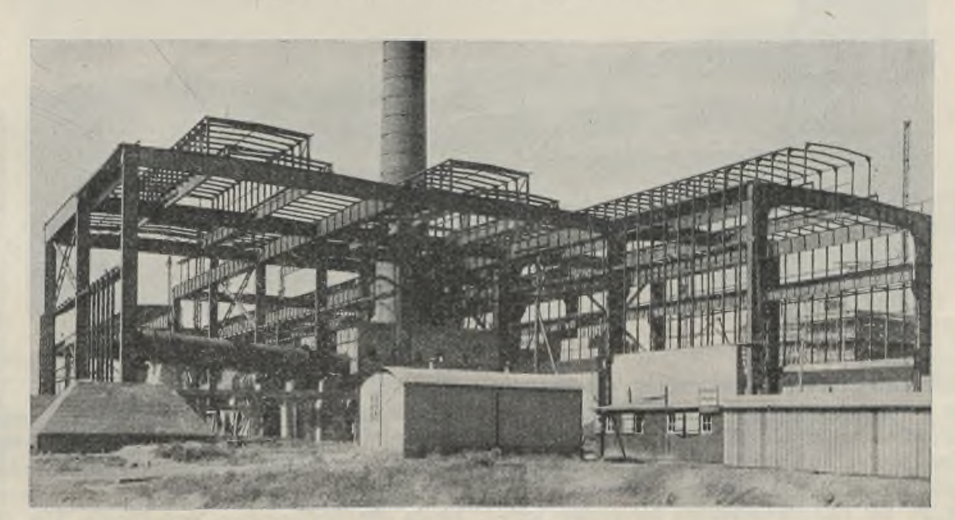


Abb. 20. Stahlkonstruktion für die Zementfabrik des Eisen- u. Stahlwerkes Hoesch AG. in Dortmund.

[1]) Vgl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 46 u. 47.

[2]) Vgl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 41, 44, 47, 51, 55.

[3]) Eine ausführliche Abhandlung erscheint demnächst in der „Bautechnik".

[4]) Vgl. „Die Bautechnik" 1929, Heft 24.

für die Vereinigte Stahlwerke AG. „Phönix“, Hörder Verein (Abb. 18), das Hochofenwerk Sakchi in Indien (Abb. 19), die schöne und stilvolle Stahlkonstruktion für die Zementfabrik des Eisen- und Stahlwerkes Hoesch AG. in Dortmund (Abb. 20), die Bahnhofshallen für den Hauptbahnhof in Dresden, Dortmund, Essen, Kiel und Altona und die schöne, neuzeitlichen Grundsätzen entsprechende Bahnhofshalle in São Paulo in Brasilien[5]) (Abb. 21).



Abb. 21. Bahnhofshalle São Paulo (Brasilien).

Schließlich hat das Werk Klönne auch auf dem Gebiete des Eisenwasserbaues sehr beachtenswerte Ausführungen zu verzeichnen, z. B. die großen Stemmtore für die Kachletstufe bei Passau im Großschiffahrtwege Rhein—Main—Donau[6]), die großen Schiebetore für den neuen Nordhafen in Bremerhaven, ein Schwimmdock von 16 000 t Tragfähigkeit für Rotterdam (Abb. 22) und die Segment- und Schützenwehre in der Weser bei Dörverden.

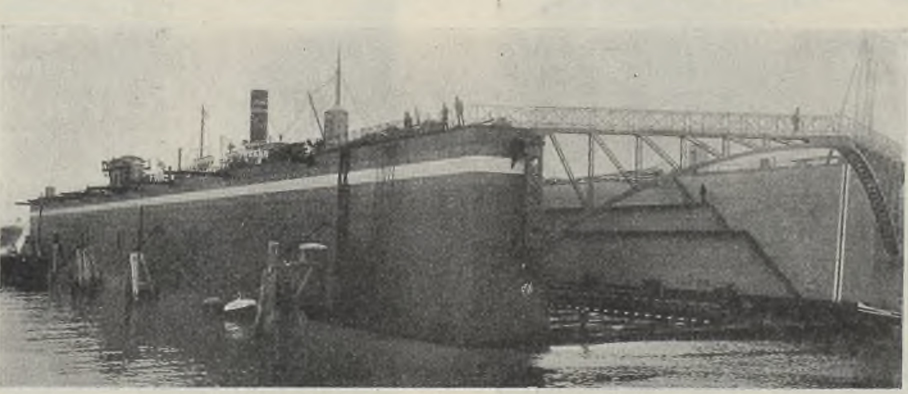


Abb. 22. Schwimmdock für den Hafen Rotterdam.

So hat das Klönnesche Werk Großes und Mustergültiges auf vielen, zum Teil sich fernstehenden Industriezweigen geleistet. Seine Erzeugnisse sind in alle Weltteile gegangen und haben dem deutschen Erfindergeist und den Leistungen der deutschen Industrie zu hohem Ansehen verholfen.

Welch guter Geist im Klonnewerk herrscht, das dürfte am besten die Tatsache beleuchten, daß nicht weniger als 18 Männer länger als 40 Jahre und nicht weniger als 150 Männer länger als 25 Jahre im Dienste der Firma sind.

Diese Zeilen sollen nicht geschlossen werden, ohne der aufopfernden Tätigkeit von Dr.-Ing. ehr. Moritz Klönne kurz zu gedenken. Er hat nun schon zum zweiten Male trotz der aufreibenden Tätigkeit, die die Verwaltung eines Unternehmens wie des Klönnewerkes in den jetzigen schweren Zeiten erfordert, das dornenvolle Amt eines Reichstagsabgeordneten übernommen und entfaltet eine umfangreiche Tätigkeit zugunsten guter wirtschaftlicher Bedingungen für die deutsche Industrie.

Für sein erfolgreiches politisches und wirtschaftliches Wirken danken ihm alle seine Fachgenossen.

Möge dem Klönnewerk eine gute Zukunft beschieden sein!

[5]) Eine ausführliche Abhandlung erscheint demnächst in der „Bautechnik“.

[6]) Vgl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 12.

Alle Rechte vorbehalten.

Roxy-Palast, Kino und Geschäftshaus in Berlin-Friedenau.

Ein Stahlskelettbau.

Von Dipl.-Ing. **Emil Straßberg**, Berlin.

Im großstädtischen Hochbau sind Architekt und Ingenieur oft vor die Wahl gestellt: Beton- oder Stahlbau. Die Verschiedenheit der Bausummen für den einen oder den anderen Fall gibt allein meist nicht den Ausschlag. Denn selbst die Beurteilung vom rein wirtschaftlichen Gesichtspunkte aus ist mit der Bestimmung der erforderlichen Baugelder keineswegs erschöpft. Sie ist vielmehr noch von anderen Einflüssen abhängig, wie Schnelligkeit der Ausführung und der damit zusammenhängenden Möglichkeit rascherer Vermietung, schnellerer Einnahmen und vor allem wesentlicher Ersparnis an Baugeldzinsen. Auch die Berücksichtigung späterer Umbaumöglichkeit ist eine Erwägung wirtschaftlicher Natur. Ganz besonders in der Großstadt ändert sich der Verwendungszweck der Räume oft schon im Laufe weniger Monate. Will man also als Bauherr keine Einbuße an Einnahmen befürchten, so sich hingegen die Möglichkeit einer folgerichtigen Ausnutzung der Vorteile sichern, die eine wechselnde Wirtschaftslage bietet, so wird man jener Bauweise den Vorzug geben, die bauliche Veränderungen ohne übermäßige Kosten ermöglicht. Derartige nachträgliche Änderungen am Körper großstädtischer Hochbauten gestattet mit einem Mindestaufwand an Kosten der Stahlskelettbau, während sie bei Eisenbetonbauten der großen technischen Schwierigkeiten und hohen Kosten wegen praktisch kaum durchführbar sind.



Abb. 1. Ansicht der Straßenseite.

Zu diesen Erwägungen wirtschaftlicher Natur gesellen sich meist Gründe architektonischer Art, um schließlich die Ausführung nach der Stahlskelettbauweise zu bestimmen. Die moderne Architektur der Geschäftshäuser, insbesondere mit ihren wagerecht durchlaufenden Fensterbändern und dazwischenliegenden Reklameflächen, mit ihrer Forderung nach möglichster Verminderung der Stützenzahl, mit ihren wenigen, aber weitgespannten Unterzügen von verhältnismäßig geringer Konstruktionshöhe, kommt einer immer stärkeren Zunahme der Stahlskelettbauten zugute. Wie wir später sehen werden, waren außer diesen allgemeinen Gründen noch die vom Bauherrn verlangte Erfüllung besonderer Bedingungen ausschlaggebend, die beim Bau des Roxy-Palastes in Berlin-Friedenau zur Wahl der Stahlskelettbauweise geführt haben.

Der Roxy-Palast, Hauptstraße 78/79, grenzt unmittelbar an das Rathaus Berlin-Friedenau. Schräg gegenüber sind die Ausschachtungsarbeiten für den Bau des neuen Hauses eines großen, bekannten Warenhauses begonnen worden. Die Straße entwickelt sich mit dem Wachstum der sich stetig ausdehnenden Wohnbauten immer mehr zu einer lebhaften Laufstraße. Deshalb war es gegeben, daß die Bauherrin, die Berliner Bau- und Terrain AG., den Entschluß faßte, auf dem ihr gehörenden Gelände ein Gebäude zu errichten, das zur Hälfte Geschäftshaus, zur Hälfte Lichtspielbühne ist.

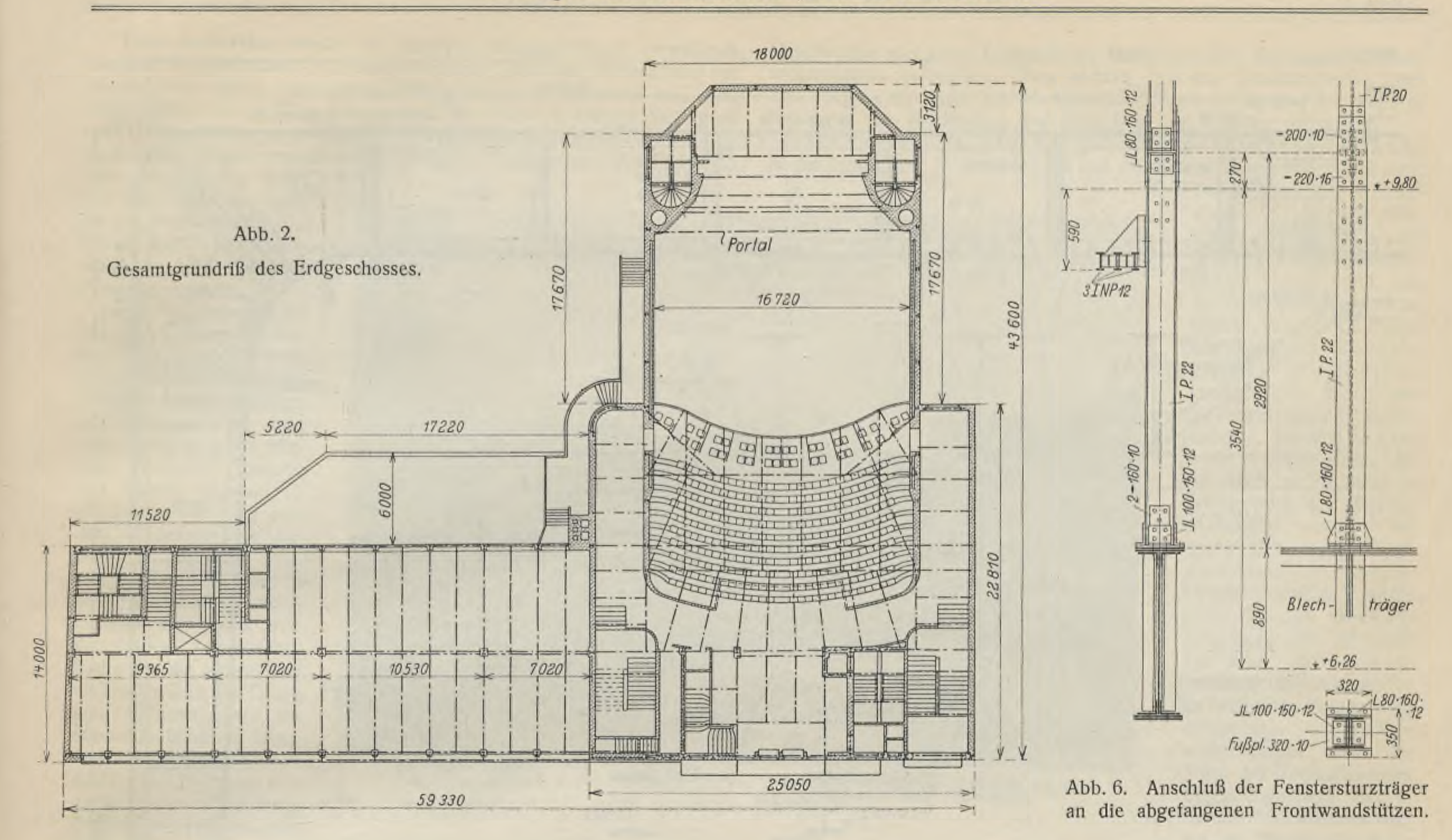


Abb. 2.
Gesamtgrundriß des Erdgeschosses.

Abb. 6. Anschluß der Fenstersturzträger an die abgefangenen Frontwandstützen.

Abb. 5. Trägerlage des Kinodaches (Schnitt *a—b*).

Abb. 3. Längsschnitt durch das Kino.

Abb. 4. Querschnitt durch das Kino (Schnitt *c—d*).

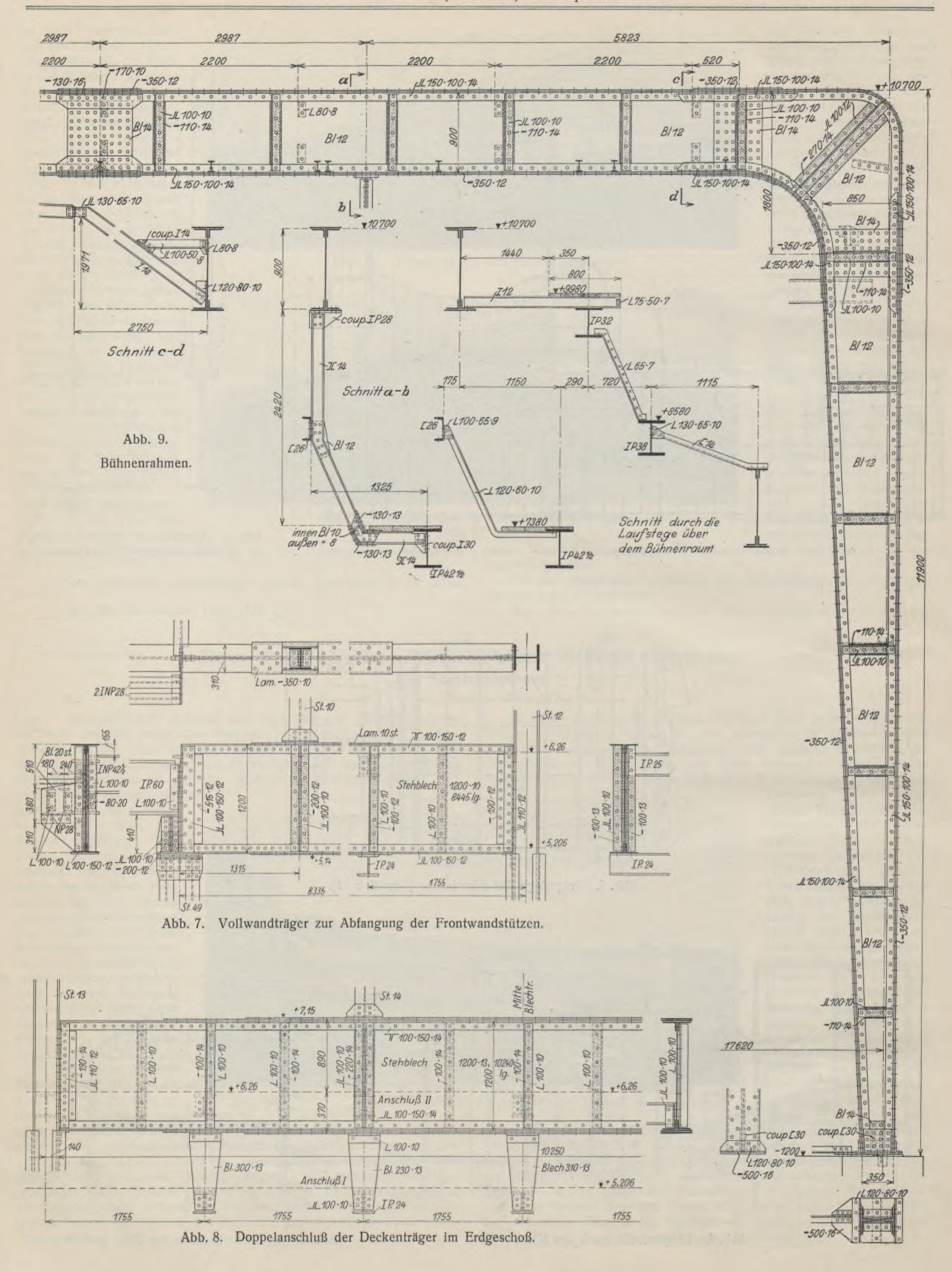


Abb. 9. Bühnenrahmen.

Abb. 7. Vollwandträger zur Abfangung der Frontwandstützen.

Abb. 8. Doppelanschluß der Deckenträger im Erdgeschoß.

Dem Architekten wurde die Aufgabe, das rd. 2500 m² umfassende Grundstück aufzuteilen. Die Grundrißlösung nutzt die Dreieckform des Grundstückes durch winkelförmige Bebauung sehr geschickt aus. Die Straßenseite von rd. 60 m Länge wird im 2. und 3. Obergeschoß ganz vom Geschäftshaus eingenommen, dessen Tiefe rd. 14 m ist (vgl. Abb. 2). Im Erdgeschoß und im ersten Obergeschoß hingegen wird das Geschäftshaus unterbrochen durch das Kino, das bei etwa 25 m Straßenfront und 43 m Tiefe einen Zuschauerraum für etwa 1100 Personen aufweist.

Abb. 10. Blick auf die Straßenfront mit den Abfangeträgern im Erdgeschoß; rechts hinten die Kinodachbinder.

Zur Verminderung der mit der Vermietung verbundenen Unsicherheit verlangte nun die Bauherrin, daß bei der Konstruktion des Erdgeschosses zwei Möglichkeiten offen bleiben sollten: erstens, daß dieses Geschoß — gleich dem darüberliegenden — Geschäftshauszwecken dienstbar gemacht, zweitens, daß es an ein Kaffeehausunternehmen abgegeben werden könnte. Im letzteren Fall sollte die Möglichkeit vorhanden sein, die Decke des Erdgeschosses um etwa 1 m höher zu legen und die Geschoßhöhe von 5,206 auf 6,260 m zu vergrößern, um in der Mitte der Kaffeehausräume eine Galerie einbauen zu können. Diese Bedingung allein, auf die bereits oben hingewiesen wurde, hätte schon genügt, um die Wahl der Stahlskelettbauweise zu sichern. Denn in keiner anderen Bauart wäre die Erfüllung einer derartigen Forderung vorstellbar, während sie hier verhältnismäßig einfach dadurch gelang, daß die Stützen und Unterzüge mit doppelten Anschlüssen den beiden Geschoßhöhen entsprechend versehen wurden. Die Einzelheiten der Konstruktion werden weiter unten erläutert (vgl. Abb. 8).

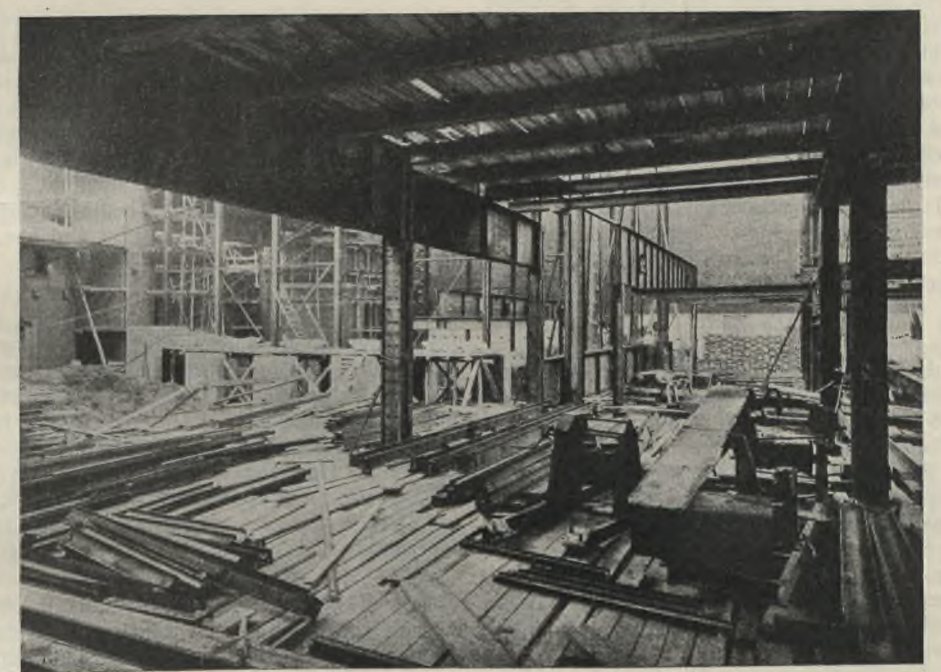


Abb. 11. Unterzüge im Geschäftshaus, im Hintergrund die Rangkonstruktion.

Über die Architektur ist vor allem zu sagen, daß sie bewußt auf Lichtwirkung gestellt ist: durchlaufende Fensterbänder, Betonung des Kinoeinganges durch farbige, beleuchtete Glasflächen usw. (vgl. Abb. 1). Der ganze Bau macht mit seiner klaren, geschmackvollen Flächenaufteilung einen geschlossenen, ruhigen, starken Eindruck.

Das Gebäude, das statisch und konstruktiv einen bezeichnenden Stahlskelettbau darstellt, ruht auf einer verhältnismäßig geringen Anzahl von Stützen. Diesen entsprechend besteht die Gründung aus Einzelfundamenten von zum Teil recht erheblichen Ausmaßen (4,0 × 8,0 m Grundfläche), die meist als Eisenbetonplatten, teilweise aber auch als Stampfbetonklötze ausgebildet sind. Der Baugrund besteht aus einem Gemisch von feinem Sand, Lehm und Ton. Die zulässige Bodenpressung wurde nach Bohrergebnissen, die sich bis auf 15 m Tiefe erstreckten, und auf Grund von Untersuchungen im Laboratorium für Wasserbau an der Technischen Hochschule Berlin auf 3,0 bis 3,5 kg/cm² festgesetzt.

Im ganzen Gebäude sind ausschließlich Steineisendecken verwendet worden. Die einzelnen Geschosse sind durch eine große vierarmige Haupttreppe und einen Fahrstuhl für den linken Teil des Geschäftshauses untereinander verbunden. Zum rechten Teil des Geschäftshauses führt eine Treppe, die durch das Kinogebäude hindurchgeht, und ein weiterer Fahrstuhl. Im Kino selbst sind außerdem drei Treppen vorhanden.

Das Geschäftshaus weist drei gleichlaufende Stützenreihen auf: eine in der Front, eine in der Hofwand und eine in der Längsachse des Hauses. Die Achsen der Frontstützen, deren Entfernung voneinander die doppelte Deckenfeldweite (3,5 m) beträgt, sind, um die Fensterbänder nicht zu unterbrechen, 51 cm hinter die Bauflucht zurückgesetzt. Die Fenstersturzträger haben nur Mauerwerkslasten aufzunehmen. Sie sind an Konsolen angeschlossen, die ihrerseits durch Winkelbleche mit den Stützen verbunden wurden, bei deren Bemessung daher das Konsolmoment berücksichtigt werden mußte (Abb. 6). Die Deckenträger liegen senkrecht zur Front und sind an mehrere in Deckenhöhe zwischen den Frontstützen eingebaute Unterzüge angeschlossen. In der Mitte des Geschäftshauses liegen Unterzüge von je 7,0 bzw. 10,5 m Stützweite, die den Deckenträgern als Auflager dienen. Sowohl für Deckenträger als auch für Unterzüge wurden — zur Innehaltung einer recht geringen Konstruktionshöhe — möglichst breitflanschige Profile verwendet. Die Stützen, meist aus einfachen I P-Profilen gebildet, sind im Erdgeschoß vielfach durch Blechträger abgefangen, um größere durchgehende Öffnungen zu gewinnen (Abb. 7).

Entsprechend der von der Bauherrin gestellten Bedingung muß die Erdgeschoßdecke, je nach der Art der Vermietung, auf + 5,206 oder + 6,260 m liegen. Da die Abfangeträger in ihrer Höhenlage nicht verschoben werden konnten, mußten sie so hoch gelegt werden, daß sie beiden Fällen genügen. Wird nun die Decke auf + 5,206 m gelegt, so müssen die Deckenträger mittels eines Bleches angehängt werden (Abb. 8; Anschluß I). Wird die Decke auf + 6,260 m gelegt, so verwendet man Anschluß II. Bei den Mittelstützen sind zwei einfache Anschlüsse in den beiden Höhen angeordnet. Die Massivdecke soll erst eingebaut werden, sobald eine Entscheidung über die Vermietung der Räume und somit auch über die Höhenlage der Decke getroffen ist. Alle Stützen wurden sicherheitshalber für eine freie Knicklänge von 6,26 m berechnet. Die Stöße mußten dementsprechend oberhalb dieser Höhe angeordnet werden. Die spätere Aufstockung soll der Bauordnung entsprechend unter 45° von der Bauflucht zurücktreten. Bei der Stützenberechnung sind die entsprechenden Lastzuschläge bereits berücksichtigt.

Die Hofwand ist im 2. Obergeschoß über dem Kino durch einen Blechträger von 17,8 m Länge und 1,8 m Höhe abgefangen (vgl. Abb. 3 und 4).

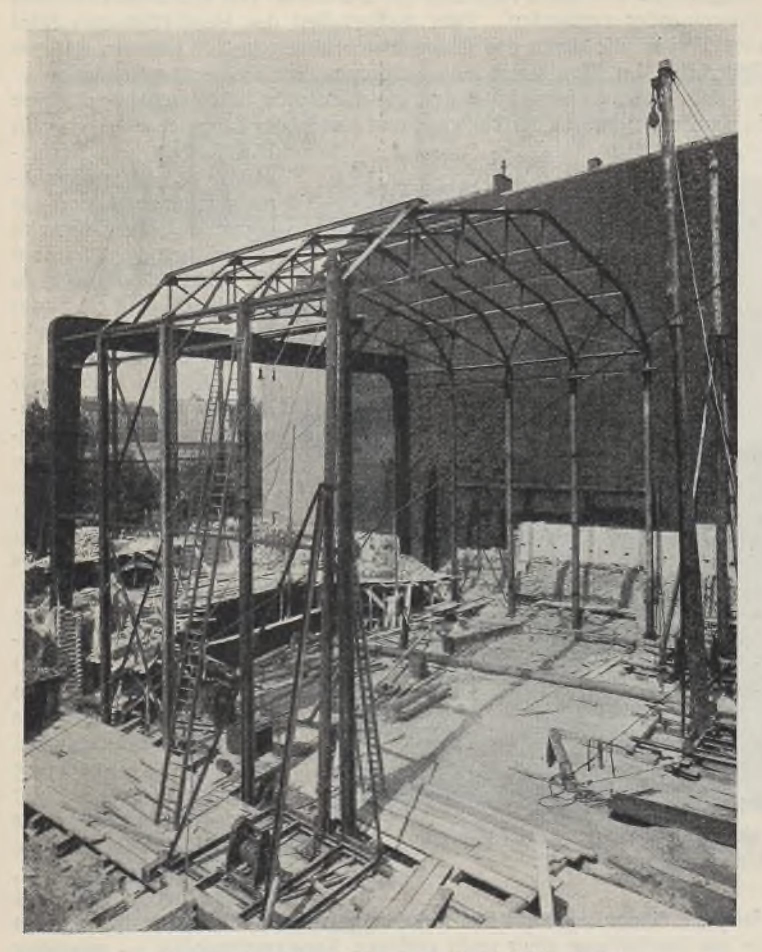


Abb. 12. Dachbinder über dem Kino-Zuschauerraum, dahinter der vollwandige Bühnenrahmen.

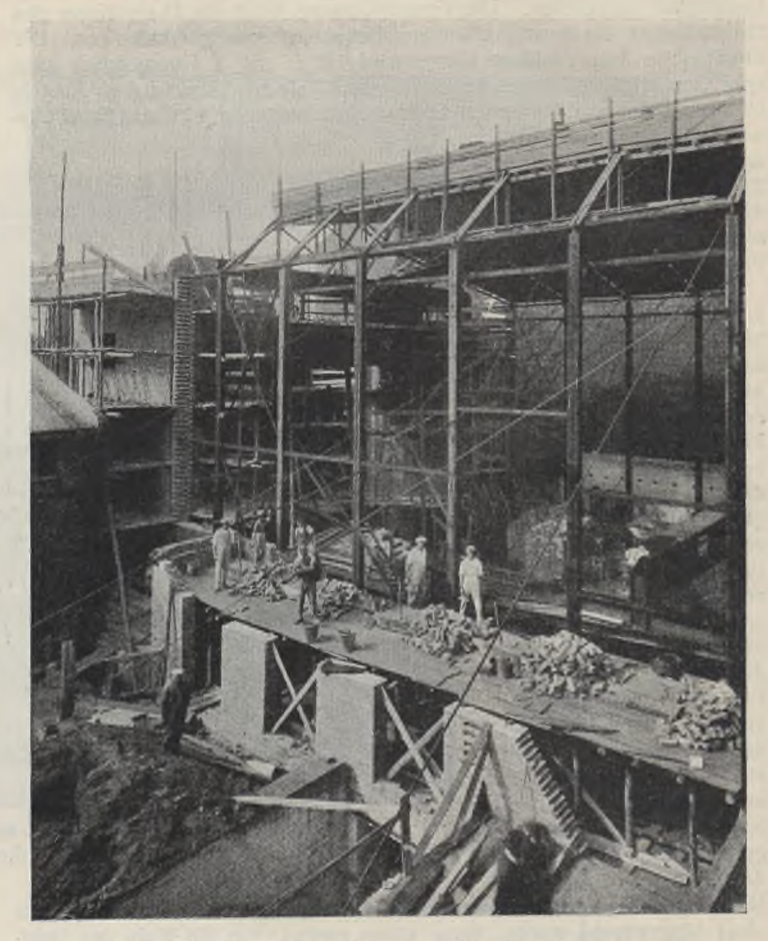


Abb. 13. Dachbinder über dem Kino-Zuschauerraum. Das Bühnenhaus links ist z. T. hochgemauert, z. T. eingeschalt.

Das Kino gliedert sich in Vorraum, Zuschauerraum und Bühnenhaus. Der Zuschauerraum ist mit einer Massivdecke überdacht, die sich zwischen I-Pfetten spannt, welche auf sechs Fachwerkbindern von 17,5 m Stützweite ruhen. Diese sind je 3 m voneinander entfernt und dienen gleichzeitig zur Aufhängung einer Rabitzkuppel mit Beleuchtungsvouten (Abb. 3, 4 u. 5). Die Fachwerkbinder tragen im Untergurt einen Windverband mit Zugdiagonalen. In dem Raum zwischen Obergurt und Untergurt liegen Entlüftungskanäle und Beleuchtergänge. Zwischen Zuschauerraum und Bühnenhaus ist ein großer vollwandiger Rahmen eingebaut, der außer den lotrechten Wandlasten auch die wagerechten Windlasten vom Windverband des Kinodaches aufnimmt bzw. überträgt (Abb. 9 u. 12).

Der Zuschauerraum besteht aus einem Parkett und einem schrägen Rang. Die Konstruktion des Ranges ist aus Abb. 3 ersichtlich. Zwischen einem Blechträger von 17,8 m Länge und 1,7 m Höhe und einem Kastenträger von gleicher Länge und 90 cm Höhe bei 60 cm Breite spannen sich die schrägen Rangträger. An den Kastenträger sind mehrere Kragträger angeschlossen, die den auskragenden Teil des Ranges aufnehmen. Bei einer Spannweite von 17,8 m ist die Trägerhöhe mit nur 90 cm außerordentlich gering. Mehr Konstruktionshöhe stand aber nicht zur Verfügung, wenn die Zuschauer auch von der letzten Sitzreihe im Parkett gute Sicht zur Bühne haben sollten. Übrigens kam für diesen schweren Träger nur die Kastenform in Frage, denn er ist durch den Schub der oben angeschlossenen Rangträger auf Verdrehung beansprucht; hierzu kommt noch das Torsionsmoment durch lotrechte Belastung der auskragenden Rangträger und durch wagerechten Druck an deren Brüstung.

Die Stahlkonstruktion des beschriebenen Bauwerkes hat ein Gesamtgewicht von 550 t. Unter den Konstruktionsteilen befinden sich mehrere ziemlich schwere: so der Bühnenrahmen mit 12,5 t, der Kastenträger der Rangkonstruktion von 17,8 m Länge und 9,3 t Gewicht.

Bei der Montage hatte man recht große Schwierigkeiten zu überwinden. Einmal war die Baustelle, die zugleich auch für die Maurerfirma als Lagerplatz dienen mußte, sehr eng; die Fuhrwerke mußten daher außerhalb der Baustelle entladen werden. Da in der Hauptstraße jedoch infolge des in der Mitte liegenden Straßenbahnfahrdammes nur ein schmaler Streifen übrigblieb, der überdies rege befahren wird, gestaltete sich die Abladung recht umständlich. Nur dank dem Entgegenkommen der Verkehrspolizei konnten diese Schwierigkeiten überwunden werden. Im übrigen vollzog sich die Montage trotz aller Hemmnisse verhältnismäßig rasch und verlief glatt und ohne jeden Unfall. Die Abb. 10 bis 13 zeigen Aufnahmen von der Montage.

Zum Schluß soll erwähnt werden, daß sich vorübergehende Stockungen in der Aufstellung der Konstruktion ergaben, weil die Stahlskelettbauweise nicht ganz streng durchgeführt worden war und stellenweise auf das Fortschreiten der Maurerarbeiten gewartet werden mußte. Die Ersparnisse, die dadurch erzielt wurden, daß man einzelne Mauerwerkteile belastet hat, anstatt Stahlstützen vorzusehen, stehen in keinem Verhältnis zu dem Nachteil der Arbeitsbehinderung. Es ist also anzustreben, in ähnlichen Fällen die Stahlskelettbauweise streng durchzuführen, derart, daß die Aufstellungsarbeiten in einem Zug beendet werden können. Nur auf diese Weise wird man die kurzen Bauzeiten erreichen können, die der hierin allen anderen Bauweisen weit überlegene Stahlbau ermöglicht.

Die nicht ganz alltäglichen Anforderungen, die beim Bau des Roxy-Palastes an die Geschicklichkeit des Konstrukteurs gestellt wurden, konnten trotz der sehr knappen Fristen restlos erfüllt werden. Das Gebäude ist im Rohbau bereits vollendet. Das Kino soll im Oktober dieses Jahres eröffnet werden.

Der Entwurf stammt vom Architekten Martin A. Punitzer, Berlin-Charlottenburg, der auch die Bauleitung innehat.

Die Stahlkonstruktionen lieferte die Firma D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg. Die Maurer- und Betonarbeiten wurden vom Baugeschäft W. G. Lieske ausgeführt. Aufstellung der statischen Berechnung, Bauüberwachung und Bauberatung: Diplomingenieure Birnbaum & Rosenthal, Bauingenieurbüro.

Alle Rechte vorbehalten.

Zum Gaußschen Auflösungsverfahren.

Von **O. Domke**, Aachen.

Zur Ermittlung der Unbekannten aus den Elastizitätsgleichungen für mehrfach statisch unbestimmte Tragwerke benutzt man neuerdings vielfach das Gaußsche Ausschaltungsverfahren, weil die Rechnung in einfacher und leicht merkbarer Weise nach einem festen Schema durchgeführt werden kann. Gauß hat das Verfahren bekanntlich entwickelt, um die Normalgleichungen der Fehlertheorie allgemein in zweckmäßiger Weise auflösen zu können. Der Rechnungsgang läßt sich auf die Elastizitätsgleichungen ohne weiteres übertragen, weil bei beiden Gleichungsarten dieselben Größenverhältnisse in den Vorzahlen der Unbekannten und dieselbe Symmetrie gegen die Hauptdiagonale der Nennerdeterminante bestehen.

In dem Jahrhundert seit Aufstellung des Verfahrens ist der Rechnungsgang von den Geodäten so durchgearbeitet worden, daß die späteren Arbeiten der Statiker in formaler Hinsicht nichts Wesentliches zutage gefördert haben, was nicht schon in der Vermessungskunde bekannt war. Dennoch scheint es nützlich, einen Punkt des Rechnungsganges zu erörtern, der in fast allen Veröffentlichungen nur obenhin erwähnt wird. Es handelt sich um die Berechnung der Unbekannten aus den umgeformten Gleichungen. Die meisten Verfasser begnügen sich damit, die Unbekannten der Reihe nach durch Einsetzen in die vorhergehenden Gleichungen zu ermitteln; nur W. Jordan[1]) gibt ein Schema dafür, bei dem die Zwischenwerte aber nach einer besonderen neuen Regel zu bilden sind. Zweck dieser Zeilen ist, zu zeigen, daß weiter nichts als das ursprüngliche Gaußsche Schema selbst nötig ist, um alle Unbekannten unabhängig voneinander zu finden.

Der Übersichtlichkeit wegen soll der Gedankengang an einem Satze von vier Gleichungen mit vier Unbekannten erläutert werden:

$$(1)\quad \left\{\begin{aligned} X_a\,\delta_{aa} + X_b\,\delta_{ba} + X_c\,\delta_{ca} + X_d\,\delta_{da} &= K_a \\ X_a\,\delta_{ab} + X_b\,\delta_{bb} + X_c\,\delta_{cb} + X_d\,\delta_{db} &= K_b \\ X_a\,\delta_{ac} + X_b\,\delta_{bc} + X_c\,\delta_{cc} + X_d\,\delta_{dc} &= K_c \\ X_a\,\delta_{ad} + X_b\,\delta_{bd} + X_c\,\delta_{cd} + X_d\,\delta_{dd} &= K_d\,. \end{aligned}\right.$$

Durch die Gaußsche Umformung entsteht hieraus zunächst ein Satz von drei Gleichungen, in denen X_a nicht mehr vorkommt; die Wiederholung der Umformung ergibt zwei Gleichungen, die auch X_b nicht mehr enthalten, und die nochmalige Wiederholung führt auf eine einzige Gleichung mit der Unbekannten X_d. Zur Berechnung der Unbekannten genügen nun die ersten Gleichungen der vier Gleichungsgruppen:

$$(2)\quad \left\{\begin{aligned} X_a\,\delta_{aa} + X_b\,\delta_{ba} + X_c\,\delta_{ca} + X_d\,\delta_{da} &= K_a \\ X_b\,\delta_{bb1} + X_c\,\delta_{cb1} + X_d\,\delta_{db1} &= K_{b1} \\ X_c\,\delta_{cc2} + X_d\,\delta_{dc2} &= K_{c2} \\ X_d\,\delta_{dd3} &= K_{d3}\,. \end{aligned}\right.$$

Die Bedeutung der Zeiger an den Festgrößen ist durch das Gaußsche Verfahren gegeben; die Schreibweise ist der Bezeichnung von Gauß nachgebildet.

Die Auflösung dieses Gleichungssatzes liegt an sich auf der Hand; man fängt mit der letzten Unbekannten an und bestimmt rückwärts gehend nacheinander die übrigen. Dieses allgemein übliche Verfahren läßt sich aber durch einen zweckmäßigeren Rechnungsgang ersetzen. Ein Blick auf den letzten Gleichungssatz im Vergleich zu dem ursprünglichen läßt erkennen, daß der Sinn der Gaußschen Umformung darin besteht, die Beiwerte der Unbekannten unterhalb der Hauptdiagonale zum Verschwinden zu bringen. Nun ist die Durchführung der Gaußschen Umformung bei beliebigen Vorzahlen möglich und keineswegs an die Symmetrie gegen die Hauptdiagonale gebunden. Daher liegt es nahe, auch die übrigen Vorzahlen außerhalb der Hauptdiagonale durch eine neue Umformung zu Null zu machen. Es ist dazu nur nötig, die Reihenfolge der Gleichungen und die der Unbekannten umzukehren:

$$(2\text{a})\quad \left\{\begin{aligned} X_d\,\delta_{dd3} &= K_{d3} \\ X_d\,\delta_{dc2} + X_c\,\delta_{cc2} &= K_{c2} \\ X_d\,\delta_{db1} + X_c\,\delta_{cb1} + X_b\,\delta_{bb1} &= K_{b1} \\ X_d\,\delta_{da} + X_c\,\delta_{ca} + X_b\,\delta_{ba} + X_a\,\delta_{aa} &= K_a\,. \end{aligned}\right.$$

Wendet man auf diesen Gleichungssatz die Gaußsche Umformung an, so verschwinden die Vorzahlen unterhalb der Hauptdiagonale; die Beiwerte in der Hauptdiagonale selbst bleiben unverändert, und die ganze Umformung erstreckt sich lediglich auf die Glieder der rechten Seite. Es entsteht:

$$(3)\quad \left\{\begin{aligned} X_d\,\delta_{dd3} &= K_{d3} \\ X_c\,\delta_{cc2} &= K_{c2;\,1} \\ X_b\,\delta_{bb1} &= K_{b1;\,2} \\ X_a\,\delta_{aa} &= K_{a;\,3} \end{aligned}\right.$$

und man erhält also:

$$(4)\quad X_d = \frac{K_{d3}}{\delta_{dd3}} \qquad X_c = \frac{K_{c2;\,1}}{\delta_{cc2}} \qquad X_b = \frac{K_{b1;\,2}}{\delta_{bb1}} \qquad X_a = \frac{K_{a;\,3}}{\delta_{aa}}.$$

Der Sinn der neuen Bezeichnungen auf der rechten Seite ist aus der Gaußschen Umformung deutlich; es ist z. B.:

$$(5)\quad K_{c2;\,1} = K_{c2} - K_{d3}\cdot\frac{\delta_{dc2}}{\delta_{dd3}} \quad \text{usw.}$$

Natürlich stimmen die Formeln (4) mit denen überein, die man durch unmittelbares Einsetzen erhalten würde. Der Vorzug des vorgeschlagenen Verfahrens liegt aber darin, daß man diese Einsetzung nicht vorzunehmen braucht und auch nicht nötig hat, die Umrechnungsformel (5) zu merken. Denn wenn man in die Gleichungen (2a) die Zahlenwerte einführt, so hat man darauf nur das Gaußsche Schema anzuwenden, wie es dem Rechner geläufig ist, und die Umformung selbst beschränkt sich auf die Größen K. Eine weitere Belastung des Gedächtnisses wie bei dem Verfahren von Jordan ist überflüssig.

[1]) Handbuch der Vermessungskunde, 7. Auflage 1920, S. 108 u. 109.

Verschiedenes.

Baupolizeiliche Bestimmungen und neue Bauweisen. Es liegt eine unverkennbare Tragik darin, daß Gesetze und polizeiliche Bestimmungen — pflichtgemäß dem augenblicklichen Stand der Entwicklung angepaßt — bei deren natürlichem Fortschreiten zwangsläufig nachhinken und schnell veralten müssen.

Auf dem Gebiete des Hochbaues liegen die Verhältnisse insofern besonders, als hier in jahrhundertelanger Entwicklung und Überlieferung sich allmählich gewisse Annahmen und Regeln herausgebildet haben, an denen zu rütteln nahezu als Sakrileg galt.

Die Not der Nachkriegszeit hat dann in den festgefügten Wall dieser Anschauungen die erste Bresche geschlagen in Gestalt der sehr erheblichen Erleichterungen, die für Siedlungsbauten zugelassen wurden. So dankenswert das von den zuständigen Behörden hier an den Tag gelegte verständnisvolle Entgegenkommen war, sei es doch dahingestellt, ob gewisse, dabei gemachte Erfahrungen restlos — z. B. auch bei den Bewohnern solcher Nachkriegs-Siedlungsbauten — befriedigt haben.

Hier haben die Arbeiten des „Deutschen Ausschusses für wirtschaftliches Bauen" und der „Reichsforschungsgesellschaft für Wirtschaftlichkeit im Bau- und Wohnungswesen" eingesetzt, die neben das Entgegenkommen gegen die Forderungen des Tages die planmäßige Prüfung alles Neuen gestellt haben. Man ist heute in der Lage, über rationelle Arbeitsmethoden, über die Bewährung von Wandbau- und Isolierstoffen in viel vollkommenerer Weise unterrichtet zu werden als früher. Wenn daher heute neue Bauweisen und Baustoffe auftreten, so ist es nicht berechtigt, sie mit den Ersatzbauweisen aus der ersten Nachkriegszeit zu verwechseln.

In seinem Vortrag auf der Leipziger Baumesse im Frühjahr 1929 hat Prof. Dr.-Ing. Siedler-Berlin festgestellt, daß die Stahlbauweise den Anfang einer großen Umwälzung im Bauwesen bedeute dank ihrer vielseitigen Verwendungsmöglichkeit für Hoch- wie für Flachbauten. Aber er hat auch betont, daß zur ungehinderten Weiterentwicklung des Stahlbaues eine weitere Anpassung der baupolizeilichen Bestimmungen unbedingt erforderlich ist. Die gleiche Forderung stellte — ebenfalls auf der diesjährigen Leipziger Frühjahrs-Baumesse — Prof. Gropius-Berlin in seinem vielbeachteten Vortrag über den Stahlbau[1]).

Es ist ein begrüßenswerter Schritt auf diesem Wege, wenn der Rat der Stadt Leipzig der Stadtverordneten-Versammlung ein Ortsgesetz vorgelegt hat, das Bauerleichterungen für Wohnhäuser in Stahlskelettbauweise vorsieht.

Leipzig war eine der ersten deutschen Städte, die bei öffentlichen Gebäuden und beim Wohnungsbau zum Stahlskelett überging. Bei den Museums- und Schulbauten wurden die Außenwände aus Ziegeln gemauert. Bei den Wohnungsbauten in Leipzig-Leutzsch (1926) wurde darüber hinaus der Versuch gemacht, auch die Außenwände in Stahlfachwerk durchzuführen und als Füllstoff Zellenbeton zu verwenden.

Andere Gemeinden und Länder werden folgen müssen und man wird kaum fehlgehen in der Annahme, daß auch die zuständigen Stellen des Reiches und der Länder demnächst zu dieser Frage ebenfalls Stellung nehmen werden.

Neubau eines Bürogebäudes der Radioröhrenfabrik G. m. b. H., Hamburg, Werk Lokstedt. Um das Schlagwort unserer Zeit „Rationalisierung im Bauwesen" aus der Sphäre der meist etwas nebelhaften Begriffe in die Wirklichkeit zu übersetzen, bedarf es, damit möglichst viele Arbeitskräfte gleichzeitig und reibungslos angesetzt werden können, bis ins einzelne gehender Baudispositionen und — richtiger Baustoffwahl. — In mustergültiger Weise wurden diese Forderungen erfüllt beim

[1]) Vgl. „Stahlbau" 1929, Heft 7, S. 84.

Neubau eines Bürogebäudes für das Werk Lokstedt der Radioröhrenfabrik G. m. b. H., Hamburg. Der Bau — d. h. der erste Bauabschnitt — mußte in außerordentlich kurzer Zeit erstellt, die darin befindlichen Laboratoriumsräume mußten besonders schallsicher isoliert werden. Eine Ausführung als Stahlskelettbau war mithin gegeben. Denn abgesehen von den bekannten vielfachen Vorteilen dieser Bauweise in bezug auf Schnelligkeit der Ausführung, auf Umbau- und Erweiterungsfähigkeit usw. lassen sich hier bei Schall- und Wärmeisolierungen besonders gut anbringen, ein Umstand, der zur vielfachen Verwendung des Stahlskelettbaues z. B. für Schulen und Krankenhäuser geführt hat. Der Raumverlust durch die Umhüllung mit isolierenden Baustoffen ist hier wegen der schlanken Abmessungen aller tragenden Teile besonders klein. — Eine Gesamtansicht des Gebäudes zeigt Abb. 1. Klar und sachlich, ohne dabei nüchtern zu wirken, dient das Gebäude seinem Zweck. Für gute Beleuchtung sorgen die bandartig aneinander gereihten Fenster, zwischen denen nur verhältnismäßig schmale Pfeiler stehen. Auch das mansardartig abgeschrägte Dachgeschoß ist dank der Verwendung der freien Raum gewährenden Stahl-Rahmenbinder voll ausnutzbar. Sämtliche Zwischendecken sind als Massivdecken ausgeführt. Die Außen- und Innenwände sind, um für später jede beliebige andere Raumteilung und Erweiterung zu gestatten, in jedem Geschoß abgefangen. — Zunächst wurde, als erster Bauabschnitt, die eine Hälfte des Gesamtgebäudes ausgeführt.



Abb. 1. Gesamtansicht.

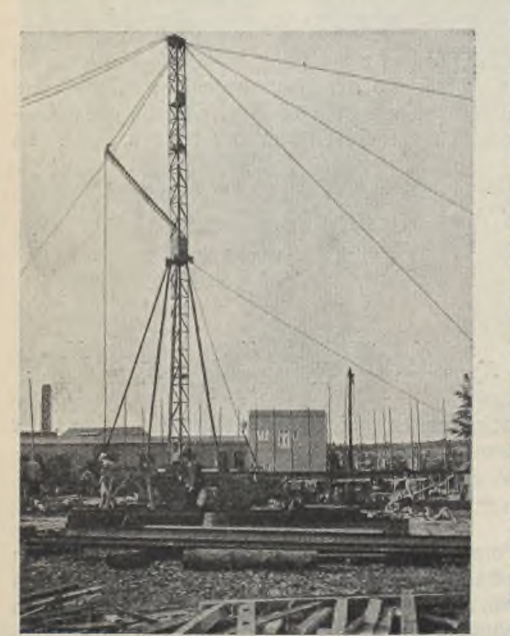


Abb. 2.

Der Auftrag für die Stahlkonstruktion wurde am 15. Mai 1929 erteilt. Zugleich mit den Ausschachtungs- und Fundierungsarbeiten auf der Baustelle wurde in Büro und Werkstatt das Stahlskelett entworfen und hergestellt. Nur der Stahlbau gestattet diese Arbeitsteilung, die stets gleichmäßige Güte der Ausführung gewährleistet und jeden Zeitverlust vermeidet. Auf der Baustelle werden die fertigen Teile nur zusammengefügt.

Der Aufbau gestaltete sich auch dementsprechend schnell. Am 26. Juni begann die Montage mit Anlieferung der ersten Stützen. Die Decken über Keller, Erdgeschoß sowie dem ersten und zweiten Geschoß wurden fortlaufend eingeschalt und geschüttet, ohne Rücksicht auf das Hochführen der Außenmauern. Durch zweckmäßiges Disponieren trat keine Behinderung der verschiedenen Arbeiten untereinander ein. Als das Stahlskelett stand, waren sämtliche Decken eingeschalt und die untersten drei Decken fast fertig geschüttet.

Die Richtfeier fand am 3. August statt; das gesamte Stahlskelett war fix und fertig in normaler Arbeitszeit montiert, und der von der Bauleitung mit Verzugstrafe festgesetzte Termin für die Stahlbauarbeiten sogar um 9 Arbeitstage unterschritten worden. Die beigefügten Abb. 2 bis 5, die in Abständen von je einer Woche aufgenommen sind, geben ein gutes Bild von dem schnellen Emporwachsen des Bauwerks. Insgesamt wurden etwa 220 t Stahlkonstruktion montiert.

Entwurf und Bauleitung lagen in Händen der Herren Th. Speckbötel—Rich. Donath, Architektur- und Ingenieurbüro, Hamburg; die Stahlbauarbeiten führte die Firma E. Seidler & Spielberg, Altona-Hamburg, aus.

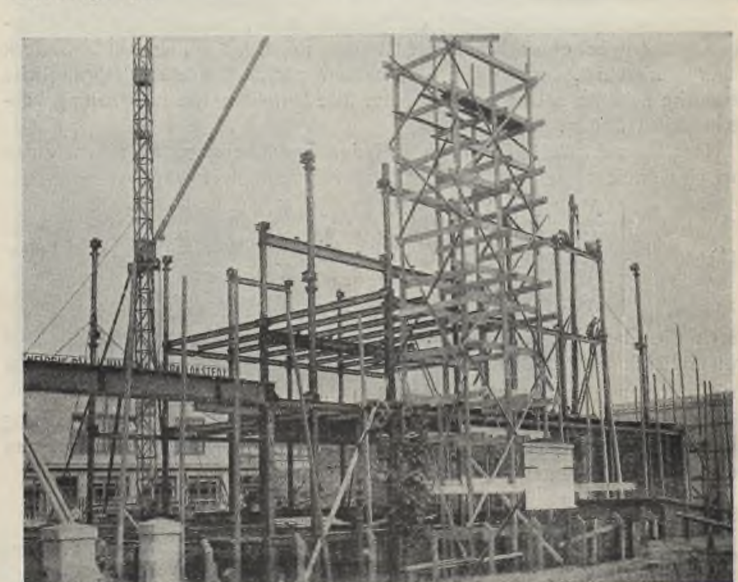


Abb. 3.

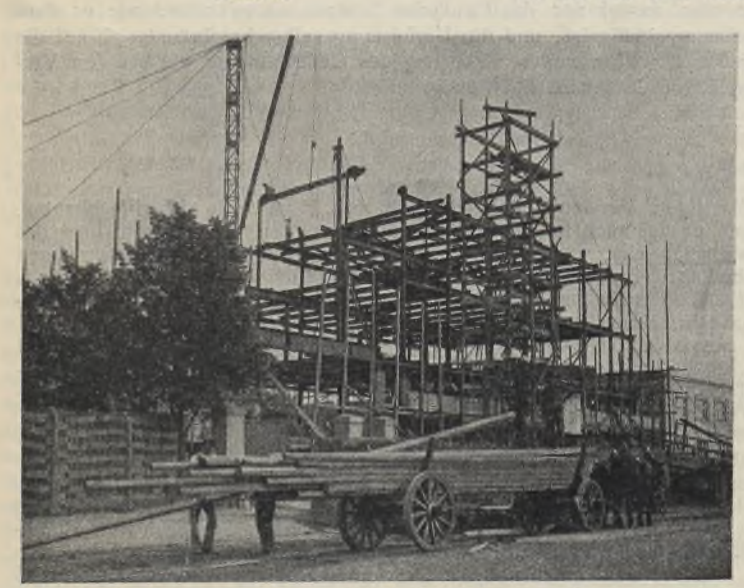


Abb. 4.

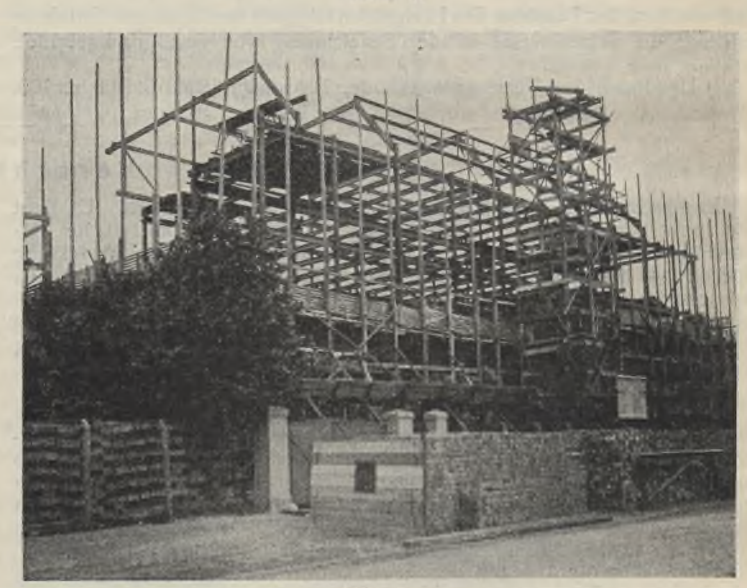


Abb. 5.

Abb. 2 bis 5. Verschiedene Montagezustände des Stahlskeletts, je eine Woche auseinanderliegend.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift DIE BAUTECHNIK Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang | BERLIN, 4. Oktober 1929 | Heft 20

Alle Rechte vorbehalten.

Südamerikanische Brücken.

Von **L. Heieck**, Essen.

Die wirtschaftliche Entwicklung der südamerikanischen Staaten hängt in erster Linie von der Schaffung eines vorzüglichen Verkehrsnetzes ab. Die sehr dünne Besiedelung der einzelnen Länder und ihre große Ausdehnung sind der Erschließung durch Eisenbahnlinien allein nicht günstig, da die Anlagekapitalien infolge der wenigen Transporte sich sehr schlecht verzinsen und die Eisenbahnen aus Gründen der Rentabilität auf Massentransporte angewiesen sind. Während die Oststaaten gleichzeitig noch über ein gutes natürliches Wasserstraßennetz verfügen, das sich weit in das Innere der Länder erstreckt, fehlt dieses den Weststaaten fast vollständig infolge des sehr gebirgigen Charakters, welcher auch die Anlage der übrigen Verkehrswege erschwert.



Abb. 1. Gesamtansicht der versteiften Hängebrücke von 108,68 m Spannweite.

Die Entwicklung der Kraftfahrzeuge in den beiden letzten Jahrzehnten hat in Südamerika die Anlage von Verkehrswegen für den Kraftwagenverkehr wesentlich beschleunigt, da sie im Vergleich zu Eisenbahnlinien nur geringe Mittel erfordern. Eisenbahnen bilden neben den natürlichen Wasserstraßen, wo diese vorhanden, die Hauptverkehrslinien, während die Kraftwagenstraßen nur die Zubringerinnen der Güter darstellen. Kraftfahrzeuge überwinden größere Steigungen und schärfere Krümmungen, was in Verbindung mit geringer Verkehrsdichte auch die Anlage von Kunstbauten zur Beseitigung oder Überwindung von Verkehrshindernissen beeinflußt. Zur Überquerung größerer Wasserläufe genügt dort, wo das ganze Jahr genügend Wasser vorhanden ist, gewöhnlich ein Fährverkehr. Kleinere Gewässer und Schluchten werden, wenn nicht zu umgehen, überbrückt. Sowohl die Eisenbahn- als auch die Straßenbrücken werden, wenn sie nicht in der Nähe größerer Ortschaften liegen, fast durchweg für einspurigen Verkehr gebaut. Selten haben die Brücken noch einen besonderen Fußweg. Die der statischen Berechnung zugrunde gelegte Verkehrsbelastung der Straßenbrücken ist, an unseren Verhältnissen gemessen, eine sehr geringe.



Abb. 2. Der fertige Versteifungsträger.

An der Ausführung der Verkehrslinien beteiligen sich sowohl der Staat als auch die Privatwirtschaft. Die Folge davon ist ein buntes Durcheinander in der Ausführung, da allgemeine Vorschriften fast durchweg fehlen. — Eine Beschreibung einiger von einer großen Anzahl von der Eisenbau Essen G. m. b. H. in Essen für Südamerika entworfener und ausgeführter Brücken soll nachstehend gebracht werden.

I. Straßenbrücken.

Eine beliebte Bauart zur Überquerung von engen Tälern und Schluchten für den Kraftwagenverkehr ist die versteifte Hängebrücke.

Eine solche Ausführung aus dem Jahre 1926 zeigen die Abb. 1, 2 u. 3. Der Bauort liegt in einem der Weststaaten, deren Hochgebirgscharakter bekannt ist.

Die Hauptabmessungen sind folgende:

Die Stützweite des Versteifungsträgers beträgt 108,68 m, die der Tragkabel 147 m, die Breite der Fahrbahn 2,60 m, der Mittenabstand der Versteifungsträger 3,35 m, die Höhe derselben 2,20 m $= \sim 1/_{50}$ der Stützweite. Die Brücke kann von Fahrzeugen abwechselnd nur in einer Richtung befahren werden, ein Begegnen derselben auf der Brücke ist nicht möglich.

Die Fahrbahn wird gebildet von 10 cm starken eichenen Tragbohlen auf hölzernen Längsträgern im Abstande von 70 cm. Letztere ruhen auf stählernen Querträgern (Abb. 4). Die Feldweite beträgt 2,09 m.

Die Ausbildung der Versteifungsträger erfolgte als Parallelfachwerkträger (mit steigenden und fallenden Diagonalen) mit einem Mittelgelenk. Die Stabquerschnitte sind überall, wo ein einzelnes Profil nicht mehr ausreichte, als Kreuzquerschnitte ausgeführt mit Rücksicht auf die Verminderung der Gefahr der Rostbildung und mit Rücksicht auf leichtere Zugänglichkeit bei Erneuerung des Anstrichs (Abb. 5). Die Querversteifung des Obergurtes des Versteifungsträgers erfolgte durch biegungssicheren Anschluß der Vertikalen an die Querträger (Abb. 4).

Da die Brücke sich an einer Stelle befindet, wo die beiden die Schlucht begleitenden Gebirgszüge, nur eine schmale Landstraße freilassend, in fast senkrechtem Abfall bis an die Ufer des Flusses heran-

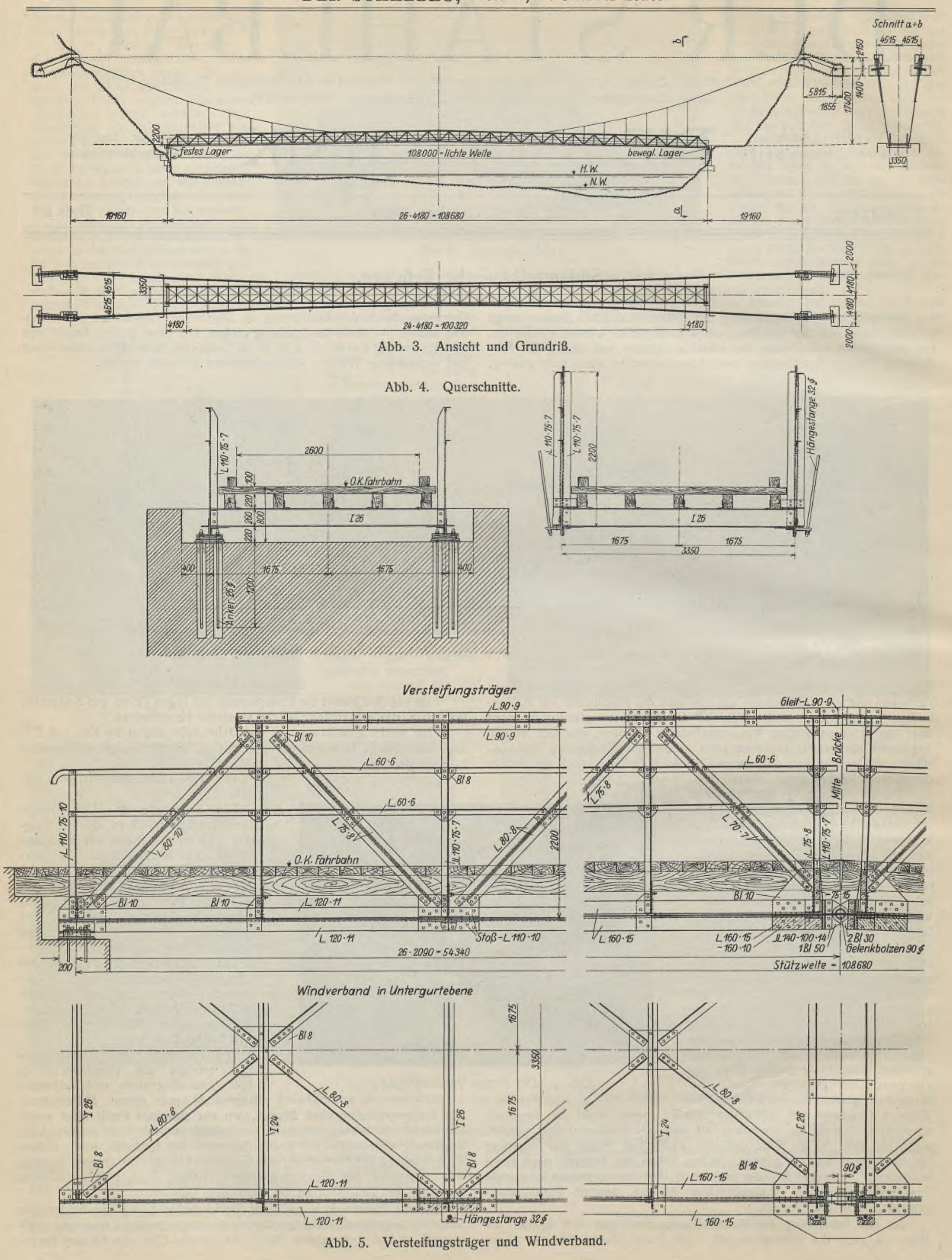


Abb. 3. Ansicht und Grundriß.

Abb. 4. Querschnitte.

Abb. 5. Versteifungsträger und Windverband.

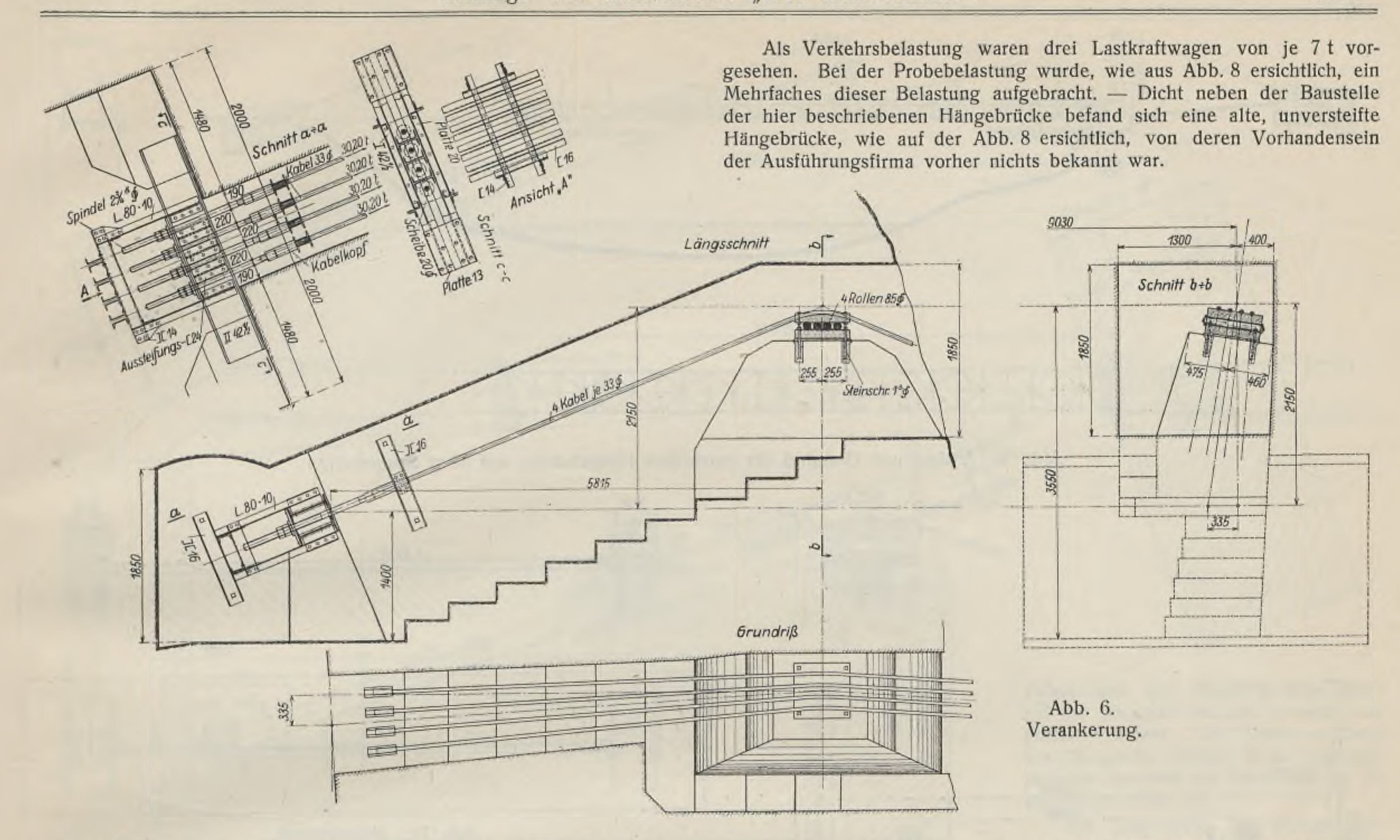


Abb. 6. Verankerung.

rücken, war es nicht möglich, Pylonen mit Rückhaltekabeln zu errichten. Es erfolgte deshalb die Verankerung der Tragkabel im Gebirge selbst schräg nach unten, nachdem sie vorher über bewegliche Auflagersättel, deren Grundplatten auf dem Fels unverschieblich verlagert sind, geleitet werden (Abb. 6). Jedes Tragkabel besteht aus vier Seilen aus Gußstahldraht von 160 kg/mm² Bruchfestigkeit, 33 mm Durchmesser und etwa 93 t Bruchlast. Die Länge der Seile beträgt 163 m. Die Enden sind in Seilköpfen aus Schmiedestahl vergossen. Diese letzteren tragen an ihrem unteren Ende noch ein Gewinde zum Anschluß einer Spannschraube von $2^1/_2$" aus St 48, die gleichzeitig zur Verankerung des Seiles an dem Ankerquerträger dient. Die Ankerträger bestehen aus je 2 I $42^1/_2$ und übertragen die Züge von vier Seilen mit rd. 121 t auf die anschließenden Felsmassen. Das Spannen jedes einzelnen Seiles geschah mittels Flaschenzüge und Anziehen der Spannschraube. Zugänglich sind die Ankerkeller durch in den Fels eingehauene Treppen (Abb. 6).

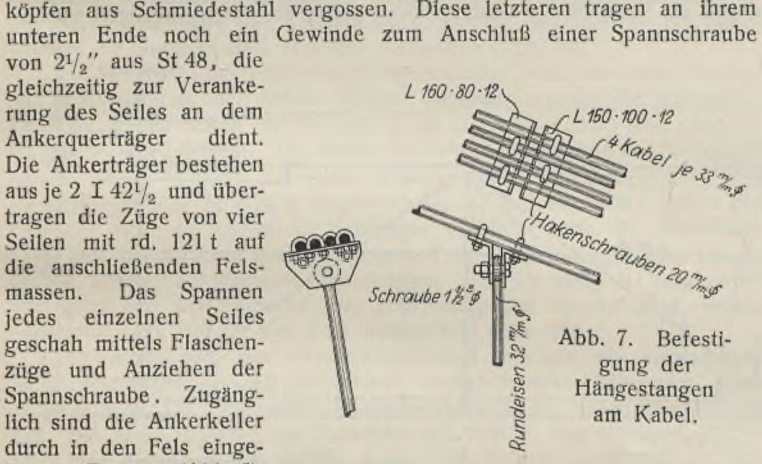


Abb. 7. Befestigung der Hängestangen am Kabel.

Mit Rücksicht darauf, daß der Windträger unter der Fahrbahn bei einer Stützweite von 108,68 m eine Systemhöhe von nur 3,35 m ($= ^1/_{32}$ der Stützweite) besitzt und bei einseitigem Befahren der Brücke ein seitliches Schwanken derselben unvermeidlich wäre, wurden die Tragkabel mit zur Aufnahme dieser Schwankungen herangezogen. Dies geschah in einfacher Weise dadurch, daß die Ebene der Kabel statt einer lotrechten eine schräge Lage erhalten hat (Abb. 3).

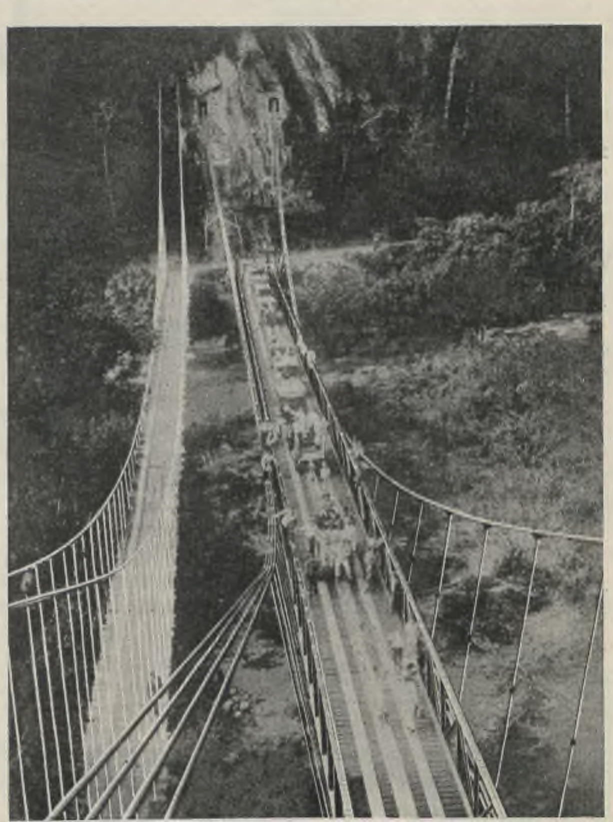
Die Befestigung der aus Rundeisen bestehenden Hängestangen an den Kabeln geschah mittels Doppelwinkel, die durch Bügelschrauben mit den Seilen verbunden sind (Abb. 7). Zur genauen Einstellung der Höhenlagen der einzelnen Knotenpunkte der Versteifungsträger wurden die Hängestangen mit Spannschlössern versehen.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion einschließlich Tragkabel und Verankerung beträgt 79 t.

Die statische Berechnung bot, mit Rücksicht darauf, daß der Versteifungsträger mit Mittelgelenk versehen und die Krümmung der Tragkabel als Seillinie angenommen wurde, keine Schwierigkeiten.

Als Verkehrsbelastung waren drei Lastkraftwagen von je 7 t vorgesehen. Bei der Probebelastung wurde, wie aus Abb. 8 ersichtlich, ein Mehrfaches dieser Belastung aufgebracht. — Dicht neben der Baustelle der hier beschriebenen Hängebrücke befand sich eine alte, unversteifte Hängebrücke, wie auf der Abb. 8 ersichtlich, von deren Vorhandensein der Ausführungsfirma vorher nichts bekannt war.

Die Konstruktionsteile mußten mit Rücksicht auf den sehr schwierigen Transport nach der Baustelle in sehr kurzen Längen und mit sehr geringem Gewicht geliefert werden, was bei der Ausbildung der Konstruktion beachtet werden mußte. Nur für die Tragkabel war ein höheres Gewicht


Abb. 8. Alte und neue Brücke.

zugelassen. Der Auftraggeber hat sich in einem Schreiben lobend über die Ausführung geäußert.

Eine andere Ausführung einer Hängebrücke aus dem Jahre 1928, ebenfalls für einen Weststaat, sei nachstehend erläutert (Abb. 9). Um bei diesem Überbau die Stützweite auf das geringste Maß beschränken

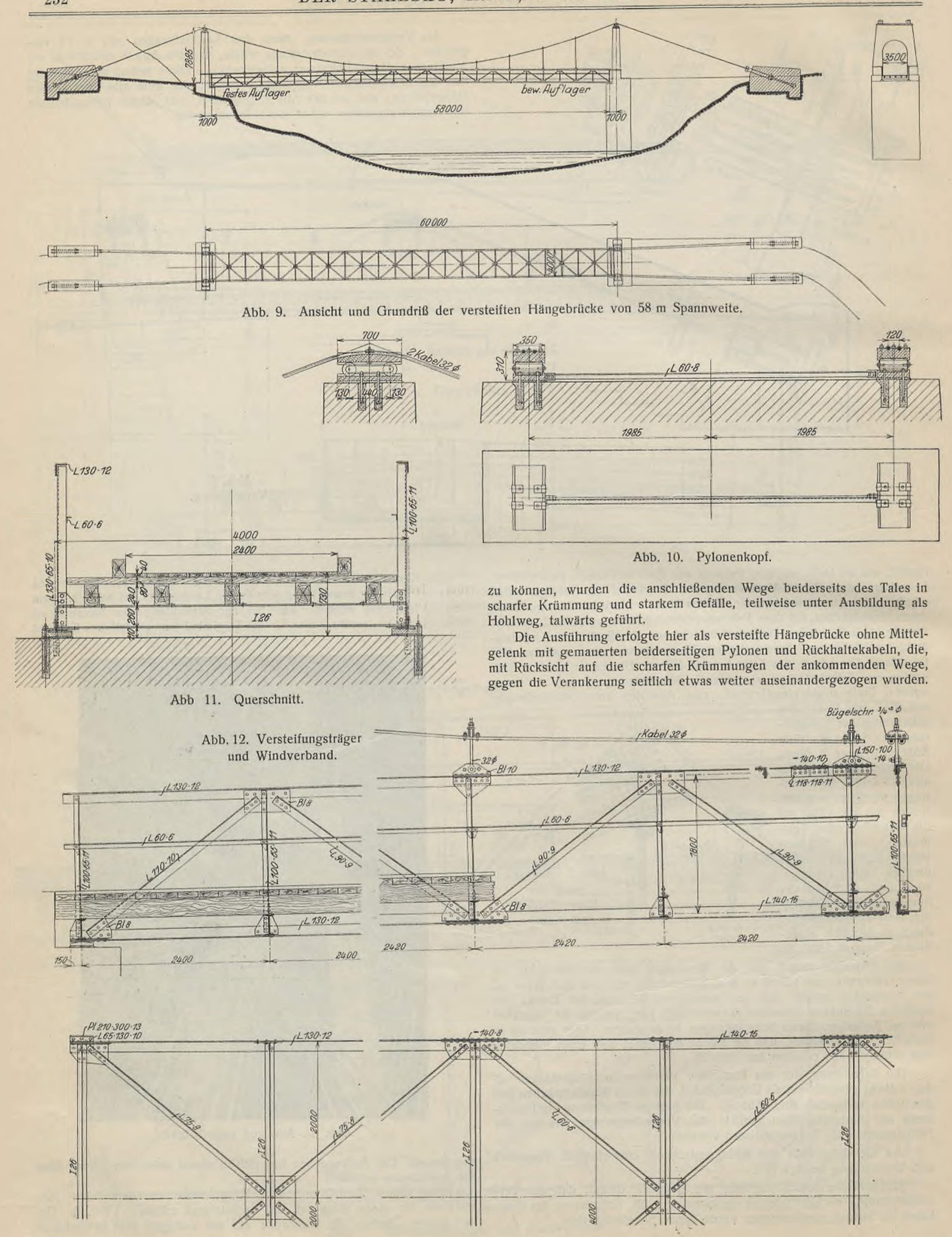


Abb. 9. Ansicht und Grundriß der versteiften Hängebrücke von 58 m Spannweite.

Abb. 10. Pylonenkopf.

Abb 11. Querschnitt.

Abb. 12. Versteifungsträger und Windverband.

zu können, wurden die anschließenden Wege beiderseits des Tales in scharfer Krümmung und starkem Gefälle, teilweise unter Ausbildung als Hohlweg, talwärts geführt.

Die Ausführung erfolgte hier als versteifte Hängebrücke ohne Mittelgelenk mit gemauerten beiderseitigen Pylonen und Rückhaltekabeln, die, mit Rücksicht auf die scharfen Krümmungen der ankommenden Wege, gegen die Verankerung seitlich etwas weiter auseinandergezogen wurden.

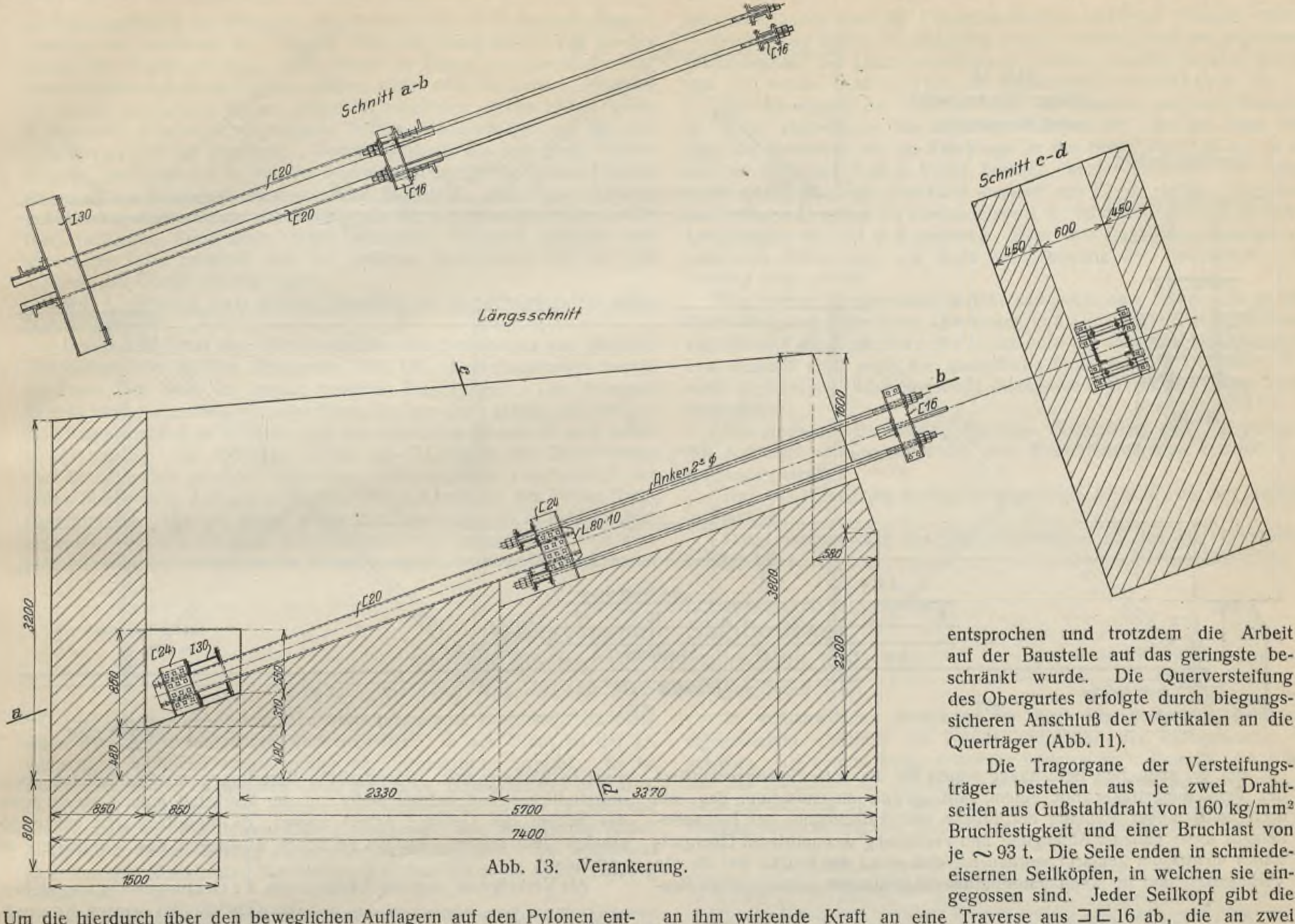


Abb. 13. Verankerung.

Um die hierdurch über den beweglichen Auflagern auf den Pylonen entstehenden, nach außen wirkenden Komponenten der Seilkräfte nicht in die Pylonen zu leiten und dadurch die Sicherheit derselben zu gefährden, wurden die Auflager untereinander verbunden (Abb. 10).

Die Stützweite des Versteifungsträgers beträgt 58 m, der Mittenabstand der Pylonen 60 m, der äußere Abstand der Verankerung der Rückhaltekabel zu beiden Seiten der Pylonen je 23 m, woraus sich eine Gesamtlänge von 106 m ergibt. Die Breite der Fahrbahn zwischen den Schrammbalken ist zu 2,40 m, das lichte Maß zwischen den Innenkanten der Versteifungsträger zu 3,74 m angenommen, so daß zu beiden Seiten der Fahrbahn noch je 0,67 m für Fußgänger verbleibt (Abb. 11). Die Fahrbahn besteht aus 8 cm starken eichenen Tragbohlen auf hölzernen Längsbalken, letztere auf stählernen Querträgern. Zur Schonung der Tragbohlen über dem Teil der Fahrbahn, der von Fahrzeugen benutzt wird, wurde noch eine Lage Bohlen von 4 cm aufgebracht (Abb. 11).

Die Ausbildung des Versteifungsträgers erfolgte als einwandiger Parallelfachwerkträger mit steigenden und fallenden Diagonalen ohne Mittelgelenk. Die Systemhöhe desselben wurde zu 1,80 m gewählt, so daß, bei einer Bauhöhe der Fahrbahn mit 0,58 m, der Obergurt gleichzeitig als Geländerholm dienen kann. Die Feldweite ist 2,42 m. Die Querschnittausbildung der einzelnen Stäbe gelang überall mit einem einzelnen Winkelprofil (Abb. 12), so daß außer den Anschlüssen und Stößen weitere Bindungen nicht erforderlich wurden und der Forderung des Bestellers, kein Frachtstück über 150 kg, mit Rücksicht auf den Transport der Konstruktion zur Baustelle mittels Maultiere, allenthalben entsprochen und trotzdem die Arbeit auf der Baustelle auf das geringste beschränkt wurde. Die Querversteifung des Obergurtes erfolgte durch biegungssicheren Anschluß der Vertikalen an die Querträger (Abb. 11).

Die Tragorgane der Versteifungsträger bestehen aus je zwei Drahtseilen aus Gußstahldraht von 160 kg/mm² Bruchfestigkeit und einer Bruchlast von je ∾ 93 t. Die Seile enden in schmiedeeisernen Seilköpfen, in welchen sie eingegossen sind. Jeder Seilkopf gibt die an ihm wirkende Kraft an eine Traverse aus ⊐⊏ 16 ab, die an zwei Ankern von 2" Durchmesser mit sehr langem Gewinde angreift. Diese Anker (vier Stück für zwei Seile) übertragen ihre Kräfte auf die im Fundamentblock liegenden Verankerungsunterzüge. Etwaige Differenzen bei der Anlage der Verankerungsblöcke müssen durch die Ankerschrauben ausgeglichen werden (Abb. 13).

Um die Montage der Brücke ohne Unterbrechung zu Ende führen zu können, mußten die Verankerungsblöcke schon vor Anlieferung der Konstruktion hergestellt sein. Zum Zwecke der Einbringung der Verankerungsteile wurden diese Blöcke mit Kanälen und Schlitzen versehen, die erst nach fertiger Aufstellung der Brücke mit Beton oder Mauerwerk geschlossen wurden (Abb. 13).

Die Aufhängung des Versteifungsträgers am Tragkabel erfolgte an den Knoten des Obergurtes, der zu diesem Zwecke an diesen Stellen durch ein untergelegtes Winkelprofil verstärkt worden ist.

Die Hängestangen bestehen aus Rundeisen mit einem Auge am unteren und Gewinde am oberen Ende, womit auch die genaue Höheneinstellung vorgenommen wird. Die Tragwinkel, welche zur Übertragung der Kräfte der Hängestangen auf die Tragkabel dienen, liegen auf den letzteren, wodurch erreicht wurde, daß die Bügelschrauben, die zum Anklammern der Winkelprofile an die Seile dienen, nicht noch durch die Hängestangenkräfte beansprucht werden (Abb. 12).

Unter der Fahrbahn liegt ein Windverband aus gekreuzten Diagonalen (Abb. 12). — Jeder Versteifungsträger erhält ein festes und ein bewegliches Auflager, die sämtlich gegen Auftrieb gesichert sind.

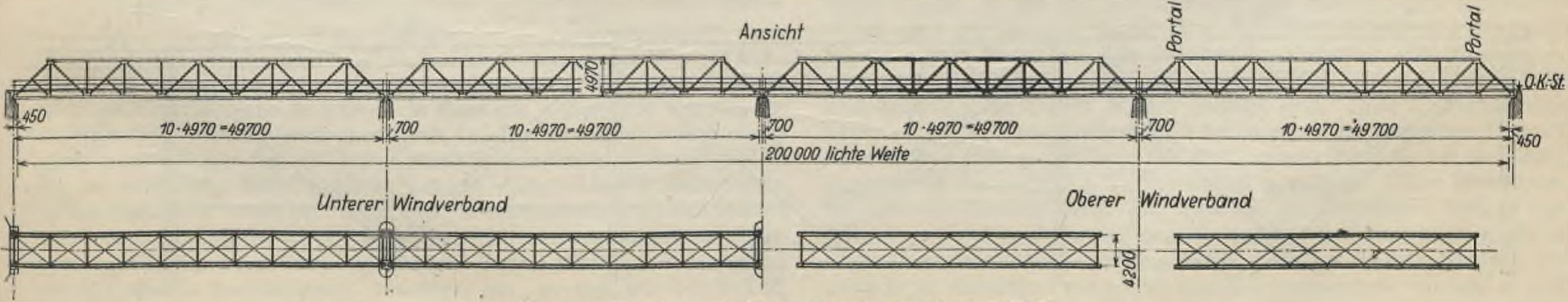


Abb. 14. Ansicht und Windverbände der Balkenbrücke.

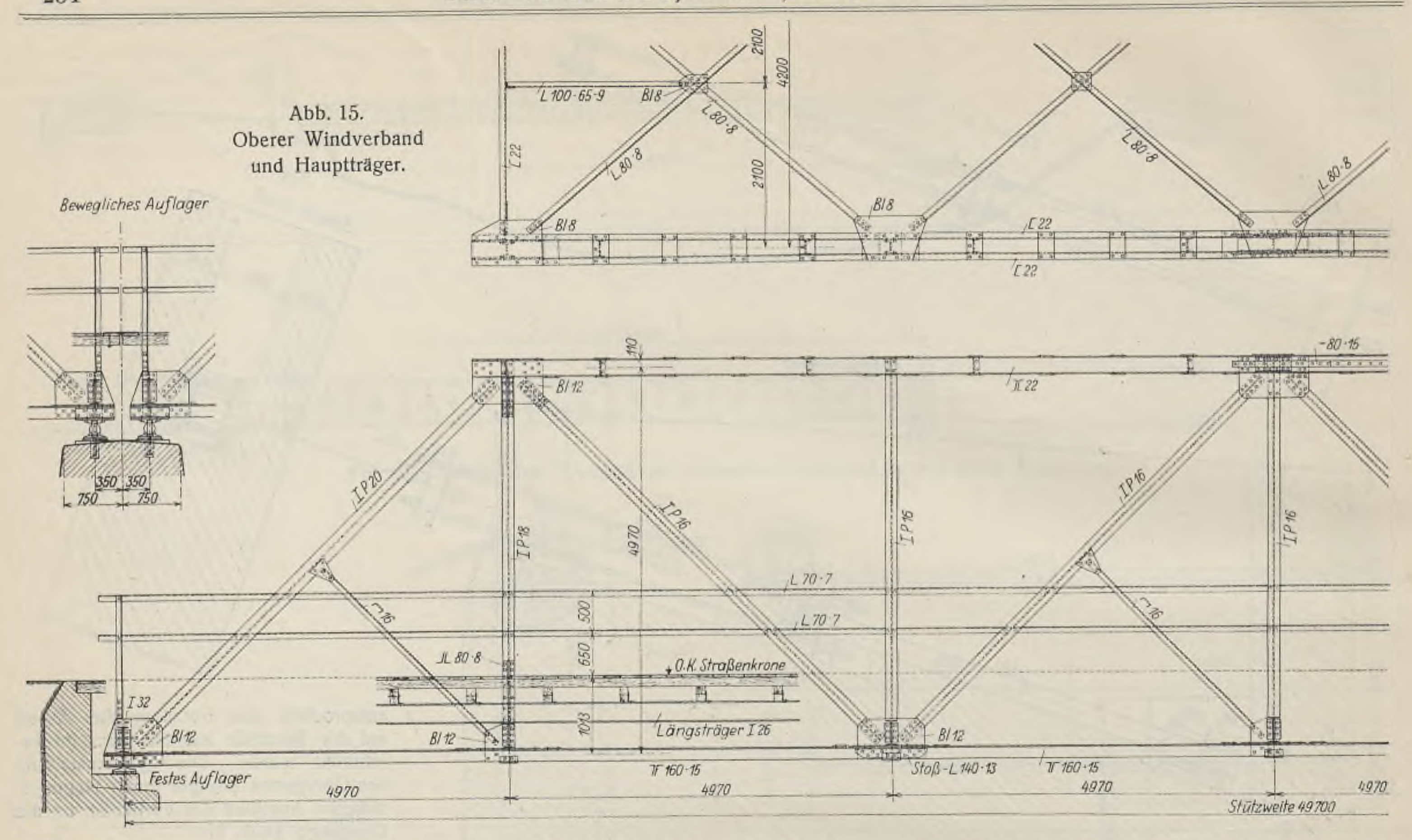
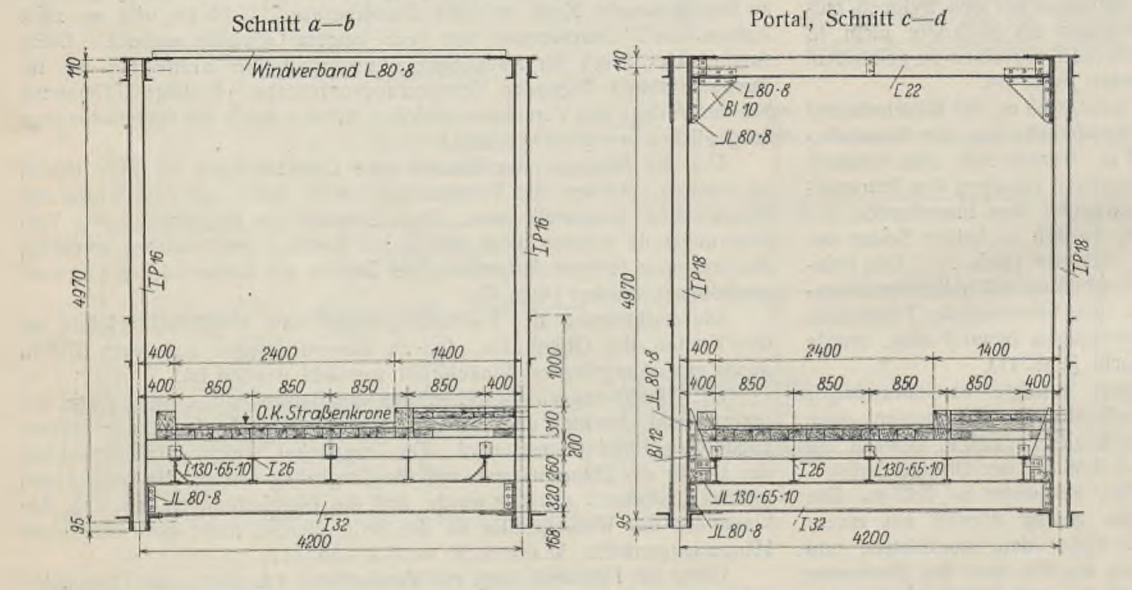


Abb. 15. Oberer Windverband und Hauptträger.

Bei der statischen Berechnung wurde für die volle Eigengewichtslast der Versteifungsträger mit einem Mittelgelenk angenommen, das erst nach vollständiger Montage der Brücke und Aufbringung des Fahrbahnbelages unter genauer Ablängung und Vernietung des mittleren Obergurtstabes unwirksam gemacht worden ist, und somit die Brücke nur für die Verkehrslast und für Temperatureinflüsse als statisch unbestimmtes Bauwerk in Wirkung tritt. Die statische Berechnung wurde hierdurch etwas umständlicher und zeitraubender, in der Werkstatt jedoch wurde durch das Fehlen der Gelenke Arbeit erspart, da dieselben sehr genau gearbeitet sein müssen, um ein seitliches Ausbiegen des Windträgers zu verhindern.

Als Verkehrslast war ein Lastauto von 8 t Gesamtgewicht vorgesehen. Das Gewicht der ganzen Konstruktion einschließlich Verankerung beträgt nur 27,8 t.



Zur Verwendung gelangten bei beiden Hängebrücken für die Kabel Gußstahldraht von 160 kg/mm² Festigkeit, für die Auflager Stahlguß und für die übrigen Konstruktionsteile St 37.

Als Beanspruchungen waren für die Drahtseile 5,30 t/cm², für die Versteifungsträger 1,20 t/cm² ohne Wind bzw. = 1,40 t/cm² mit Wind von 150 kg/m² vorgeschlagen und zugelassen. Knicksicherheit nach Euler 4 fach.

Die Wahl des Brückensystems, ob Hängebrücke oder Balkenbrücke, wird von verschiedenen Faktoren beeinflußt. Günstig für die Hängebrücke spricht das sehr geringe Gewicht gegenüber demjenigen der Balkenbrücke, das auch durch die etwas teurere Konstruktion nicht ausgeglichen wird. Hinzu kommen noch die Ersparnisse an Seefracht und

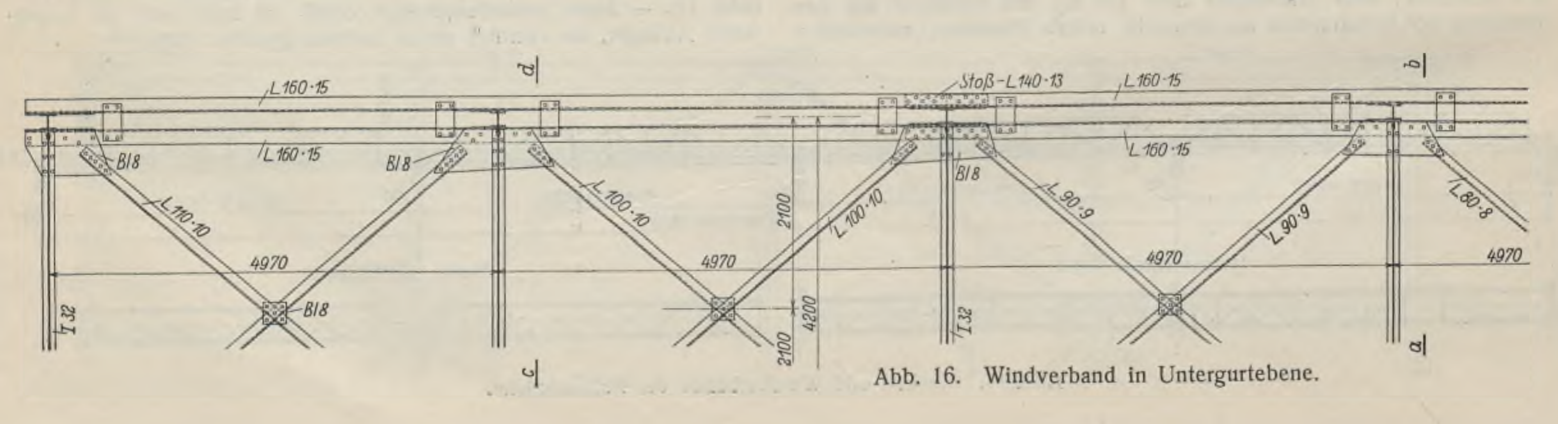


Abb. 16. Windverband in Untergurtebene.

an Transportkosten zur Baustelle, die vielfach nur auf Saumpfaden mittels Lasttiere zu erreichen ist. Ferner wirkt begünstigend für die Hängebrücke die leichte Montage ohne Gerüst an Orten, wo die Aufstellung eines solchen auf große Schwierigkeiten stößt, oder wo andere Umstände es ratsam erscheinen lassen darauf zu verzichten (große Höhe, große Wassertiefe, Felsboden, periodische heftige Niederschläge mit Bäumen und Wurzelwerk im Flußbett). Ungünstig wirkt die sehr große Durchbiegung der Hängebrücke aus der Verkehrslast infolge der großen Längenänderung der sehr hoch beanspruchten Tragkabel. Aus diesem Grunde gebührt der Balkenbrücke der Vorzug vor der Hängebrücke dort, wo die landschaftlichen Verhältnisse einen leichteren Transport größerer und schwererer Teile zulassen und die örtlichen Verhältnisse für die Aufstellung mit Gerüst günstig liegen.

Die Ausführung eines solchen Bauwerks sei in nachstehendem näher beschrieben.

Die Brücke dient dem Straßenverkehr und besteht aus vier gleichen Überbauten von 49,70 m Stützweite (Abb. 14). Der Hauptträger besitzt die Form des auch bei uns so beliebten Trapezträgers. Der Untergurt besteht hierbei aus zwei Winkelprofilen, die, um einen glatten und billigen Querträgeranschluß zu erzielen, mit den lotrechten Schenkeln nach unten gelegt wurden. Der Obergurt wurde aus ⊐⊏-Profil mit Querschotten und Bindeblechen gebildet. Sämtliche Füllungsglieder einschließlich der ersten Strebe vom Auflager nach dem Obergurt bestehen aus Peiner Breitflanschträgern. Hierbei wurde neben der Ersparung von sehr viel Arbeit gegenüber der Verwendung zusammengesetzter Querschnitte auch eine gute Wirkung in schönheitlicher Hinsicht erzielt, da nirgends nach innen oder nach außen über die Knotenbleche hervortretende Flansche störend in Erscheinung treten. Gleichzeitig wurde erreicht, daß bei gegebenem Lichtraummaß der Hauptträgerabstand kleiner gehalten werden konnte, was sich wieder beim Gewicht der Konstruktion auswirkt (Abb. 15).

Die Anordnung der Fahrbahn war vom Besteller vorgeschrieben und ist etwas abweichend von der sonst üblichen Art. An der einen Seite liegt die Fahrbahn für die Fahrzeuge in der Breite von 2,40 m, an der anderen Seite der 1,30 m breite Fußweg, beides innerhalb der Hauptträger (Abb. 16). Die Fahrbahn besteht aus 12 cm starken Tragbohlen auf Holzquerschwellen im Abstande von 1 m; letztere liegen auf stählernen Längsträgern in 0,85 m Entfernung. Über den Tragbohlen befindet sich noch eine Bohlenlage von 4 cm zur Schonung der Tragbohlen. Der Fußweg liegt erhöht.

Der untere Windverband besteht aus gekreuzten Stäben, die in dem Raum zwischen Unterkante Querträger und Unterkante Untergurt liegen und deshalb nirgends über die Unterkante der Hauptträger herausragen und deshalb auch nicht die einheitliche Linie stören. Der obere Verband ist ein sog. Scherenverband (Rhombenfachwerk) und bietet nichts Besonderes.

Der statischen Berechnung war eine Verkehrslast von 1 Kraftwagen mit Anhänger von insgesamt 15 t, bzw. Menschengedränge von 400 kg/m² zugrunde gelegt.

Die Ausführung der Konstruktion erfolgte in St 37, die der Auflager in Stahlguß.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion zu den vier Überbauten beträgt 198 t. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Weitgespannte Stahlbrücken.

(Beitrag zur Brückenästhetik.)

Von Dipl.-Ing. **Max Bänninger**, Neuß a. Rh.

Die äußere Entwicklung der Brückenbaukunst kann nicht im Maßstabe der letzten Jahrzehnte weiterschreiten. In den Ufern ist der erwünschte, natürliche Kraftursprung der Strombrücke erreicht. Es ist sinnlos, sie weiter zu spannen. Das wird aber nicht Stillstand bedeuten. Es wird zu Veredlung und höchster Vollkommenheit führen in Stoff und Form, statischer wie dynamischer Erforschung. Die vorliegende Arbeit möchte ein kleiner Beitrag zu solcher Veredlung sein. Sie beschränkt sich auf die Brücke des Tieflandes, die den Strom in einer Öffnung überspannt.

Der Brückenbauer muß beim Entwerfen scharf gezeichnete Grenzen beachten. Seine Bauwerke unterscheiden sich von anderen Kunstwerken durch die Gesetze der Kraft. Diese muß er bewußt klarstellen, wenn er frei schaffen will. Gesetze werden zur Hemmung und führen zu geometrisch toten Bauten, wenn sie eng auf die Form allein bezogen werden — sie werden aber zum gestaltenden Gedanken, wenn sie die Brücke einbeziehen in das Gegebene, in die wegbereitende Bahnflucht und in die ruhenden Erdkräfte. Erfüllen sich diese Gesetze in umfassender, naturbedingter Einheit, so ist das Geschaffene ein Kunstwerk.

Das stählerne Tragwerk in Beziehung zu seiner Umgebung zu bringen, ist überaus schwierig, denn Stahl ist kein natürlicher Baustoff. Die Natur duldet ihn nicht und läßt ihn zerfallen. Stahlüberbauten können darum nur durch Vermittlung der Pfeiler gelagert werden. Auch diesen ist der Stahl ein fremder Stoff. Solche Fremdheit gebietet, die Verknüpfung des Tragwerkes mit Pfeiler und Grund auf das äußerste einzuschränken. Nur so wird eine wahre Form entstehen. Die Brücke ohne Strompfeiler mit massiven Vorflutbrücken erfüllt diese Bedingung am schönsten, die Balkenbrücke erfüllt sie reiner als die Bogenbrücke.

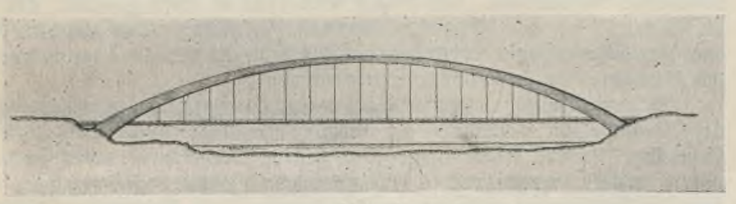


Abb. 1.

Aber gerade die letztere ist ein sehr beliebtes Tragwerk. Formlich nicht zu Unrecht, denn je stärker ein Bauwerk in der Erde wurzelt, um so lebendiger wird es erscheinen (Abb. 1). Der am natürlichen Steilufer eingespannte Bogen ist ein klares Sinnbild bejahender Erdhilfe, und es ist zu verstehen, daß zahlreiche Brücken diesem Urbilde nachstreben. In der Tiefebene ist es aber nicht nur die stoffliche Eigenart des Stahles, die uns diese Form ablehnen läßt; hier fehlt auch der sichtbare Widerstand gegen den stützenden Bogenschub. Zudem fällt die Notwendigkeit, die Tragmassen hochzutürmen, besonders auf, so daß wir der Balkenbrücke den Vorzug geben müssen.

In wirtschaftlicher Beziehung ist durch die Steigerung der Stahleigenschaften ebenfalls ein Wandel zugunsten der Balkenbrücke eingetreten. Sie kommt heute selbst für Stützweiten in Betracht, die früher nur der Hängebrücke zugeteilt wurden. In ästhetischer Beziehung ist diese Entwicklung nur zu begrüßen. So sehr an der Hängebrücke Linienführung und Leichtigkeit gerühmt wird, so gut auch die Tieflegung der

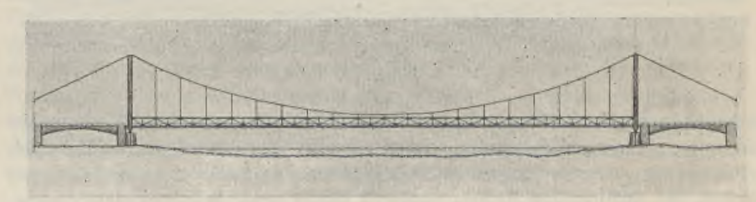


Abb. 2.

versteifenden Tragwerkmassen ist, die Zergliederung in Balken, Pylone und Hängegurt verhindert eine einheitliche Wirkung. Das Nebeneinander verschiedener Elemente ist die Ursache unüberwindlicher ästhetischer Nachteile (Abb. 2).

Mit der Verneinung von Bogen- und Hängebrücke ist aber die Aufgabe nicht leichter geworden. Auch die Balkenbrücke muß der umfassenden Einheitsforderung genügen, trotz fehlender äußerer Bindung. Das Ziel wird zu erreichen sein durch innere Geschlossenheit der Form, die freilich zu höchster Stufe gebracht werden muß, damit die Brücke nicht so sehr ein rücksichtslos hingesetztes, als vielmehr ein zwanglos gewordenes Bauwerk sein kann.

Bevor näher auf die Balkenbrücke eingegangen wird, muß noch die grundsätzlich wichtige Frage „Vollwand oder Fachwerk“ angeschnitten werden.

Am ehesten sind es die ursprünglichen Dinge, die wir verstehen. Ein volles Tragwerk ist dem Ursprung nahe. Es ist die überwindende Kraft schlechthin. Fachwerk ist nicht ursprünglich. Es zwingt Kräfte auf nicht gewollte Wege. Darum löst die Teilform einer Fachwerkbrücke immer Fragen in uns aus und schmälert den unmittelbaren ästhetischen Genuß auch des Ganzen. Es ist zweifellos falsch zu sagen: vollwandige Bauweise dem Massivbau, dem Stahlbau das Fachwerk. Die Gliederungsarten sind für beide Bauweisen Entwicklungsformen, die vom konstruktiven und baustofflichen Stande zeitlich bedingt sind. Unsere Baustoffe sind heute andere, unsere konstruktiven Erfahrungen und statischen Erkenntnisse sind reicher geworden. Der Sinn unserer Brücken hat sich durch umwälzende Änderung der Verkehrsmittel gesteigert. Diese Entwicklung hat sich in manchen straff geschlossenen Brückenformen bestens ausgedrückt. Nicht Nachahmung des Massivbaues hat dazu geführt. Es ist Urgesetzen gehorsamer Gestaltungswille, dem es keinen Abbruch tut, wenn er in einzelnen Fällen über das Ziel hinausschoß. Gerade in vollwandiger Bauweise vermag der Stahlbau größte Kräfte und Spannweiten

zu überbrücken, ohne erdrückende Bauwerke zu schaffen. Die letzte höchste Form muß vollwandig, muß Rückkehr zum Ursprung sein.

Die Möglichkeiten der einfachen Balkenbrücke für Stützweiten von rd. 300 m sollen nun kurz dargestellt werden. Drei Grundformen sind zu erwähnen: der zweigurtige Balken, der Bogen mit Zugband und der versteifte Stabbogen:

I. Zweigurtiger Fachwerkbalken (Abb. 3).

Dieses Tragwerk kann in solchen Ausmaßen höchstens um seiner Größe willen bewundert werden: grobtechnische Zweckerfüllung. Daran vermag die Art der Ausfachung wenig zu ändern. Für mittlere Stützweiten liefert es allerdings recht erfreuliche Lösungen. Man denke an

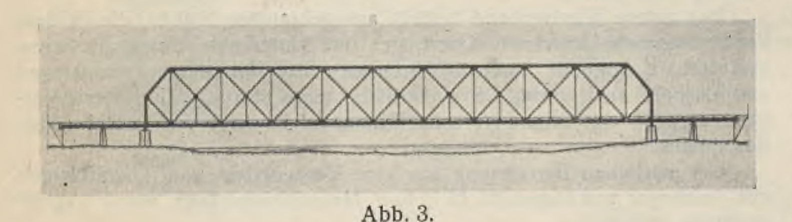


Abb. 3.

Kanalbrücken, als Halbparabelträger mit niedrigen Endpfosten ausgebildet. Hier kann Leichtmaschigkeit wirklich zum ästhetischen Moment werden. Ein einfacher weitgespannter Blechträger kann solche Wirkung nicht erreichen. Man sieht daraus: Die Steigerung der Stützweite verschiebt die ästhetische Wertung der verschiedenen Tragwerkformen.

II. Bogen mit Zugband (Abb. 4).

Wirtschaftliche Gründe und das Verlangen, freie Sicht zu behalten, haben zu der vielfachen Anwendung des Bogens mit Zugband geführt. Die ästhetischen Vorteile des reinen, eingespannten Bogens (Erdwachstum) haben diese Verbreitung unterstützt. Damit gehen aber auch dessen

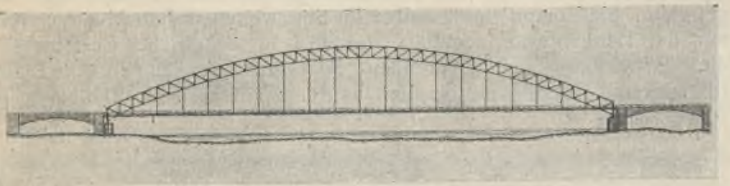


Abb. 4.

Mängel auf die Balkengliederung über, und der wirkliche Kraftverlauf kommt unklar zum Ausdruck. Immer ergibt sich ein täuschendes Bild, gleichgültig, ob der Bogen in Sichel- oder Zwickelform ausgebildet ist. Selbst der zweigurtige Balken verdient durch seine Wahrheit den Vorzug, hat aber den Nachteil der Verstrebung in Bahnhöhe. Beim Bogenbalken ist auch die geringe Einbeziehung der Fahrbahn in die Tragwerkform zu rügen. Seine technischen Nachteile ergeben sich aus den Betrachtungen der dritten Grundform.

III. Stabbogenträger (Abb. 5 u. 6).

Die ästhetische Wirkung ist durch die Verschiedenartigkeit von Stabbogen und Versteifungsträger getrübt. Der Stab erscheint wie eine behelfsmäßige Überspannung des zu schwachen Balkens. Beide zu einer

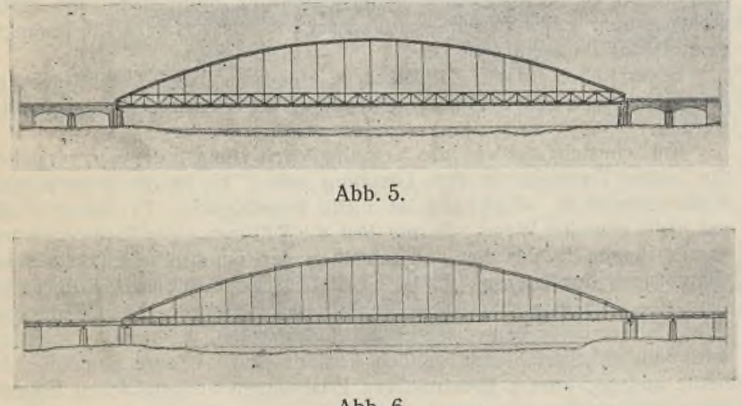


Abb. 5.

Abb. 6.

Einheit zu verschmelzen, ist sehr schwer. (Das Zugband beim Balkenbogen versieht den gleichen Dienst, ist jedoch im Fahrbahnband verborgen, was den vorteilhaften Schein ermöglicht.) Für Stabbogen (und Zugband) ist der statische Nachteil wesentlicher Nebenspannungen zu betonen. Die freie Sicht ist beim Stabbogen mit Fachwerkversteifung behindert.

Diesen Nachteilen stehen eine Reihe beachtenswerter Vorzüge gegenüber, die zusammenfassend erwähnt werden sollen:

1. Betonung des Fahrbahnbandes bringt besonders beim vollwandigen Versteifungsträger Zweck und Form in Einklang.

2. Statisch einfachste Aufnahme der ständigen Last (stetiger Kraftfluß), daher für die größten Stützweiten geeignet, soweit überhaupt Balken möglich sind.

3. Die Beschränkung hochliegender Tragmassen erscheint natürlich. Sie vermindert zudem die lotrechten Windzusätze und erleichtert die Montage.

4. Die Haupttragmassen in der Fahrbahnebene haben sehr geringe Spannungen im Hauptträger (Versteifungsträger) infolge von Wind- und Seitenstößen zur Folge. Die waagerechten Schwingungen aus diesen Stößen werden durch die großen Trägheitsmassen sehr gedämpft. Die große Seitensteifigkeit des Fahrbahnbandes ermöglicht geringste Brückenbreite, wie sonst bei keinem anderen Balken oder Bogen. Der hieraus sich ergebende wirtschaftliche Vorteil vergrößert sich mit der Stützweite und ist für eingleisige Überbauten von besonderer Bedeutung.

5. Beim vollwandigen Versteifungsträger wird wirtschaftlichste Fahrbahnteilung — unabhängig von den Hängestangen — möglich. Diese wird sich auch durch „stetige Gleislagerung" bezüglich der Stöße auf die Hauptträger günstig auswirken.

Das Bedürfnis, Fachwerk von der Fahrbahn fernzuhalten, wird zur weitgehenden Verwendung des vollwandigen Versteifungsträgers führen. Daß die Ausführung dieses Tragwerkes für Stützweiten um rd. 300 m durchaus im Bereich der technischen Möglichkeit liegt, zeigt die zurzeit in Ausführung begriffene Hängebrücke in Köln-Mülheim mit vollwandigem Versteifungsträger und aufgehobenem Horizontalzug. Es soll hier nicht untersucht werden, bis zu welchen Grenzen, mit Rücksicht auf „freie Sicht", der vollwandige Versteifungsträger möglich ist. Die Bedingungen werden sich oft auch nach den konstruktiven Möglichkeiten eines Bauwerkes richten müssen, wenn es sich dadurch zum wahren Kunstwerk entwickeln kann.

Ein Tragwerk, das wie der versteifte Stabbogen sich so sehr dem Zweck unterwirft und in keiner Weise selbstherrliche Schöpfung sein will, muß die beste Grundlage für weitest gespannte Balken bilden. Eine Form, die diese Grundlagen in jeder Beziehung nutzt, ohne die erwähnten statischen und ästhetischen Nachteile zu besitzen, muß als höchste Lösung gelten, auch wenn sie nicht äußerste Wirtschaftlichkeit aufweist.

Eine kurze Darstellung der Besonderheiten dieser letzten Form bilde den Abschluß der vorliegenden Betrachtungen.

Der biegungsfest versteifte Vollwandbalken (Abb. 7).

Träger und Bogen, verankernder Ursprung und beschwingte Kraft sind zu helfender Einheit verschmolzen. Gemäß seiner statischen Wirkung wird der Bogen sichtbar biegungsfest ausgebildet, was auch stetige Krümmung ermöglicht; die Zunahme der Bogenstärke zu den Kämpfern betont deren Verankerung im Balken und schafft einen Ausgleich für die zunehmende Normalkraft. Der Bogen wird etwa so stark gewählt, daß er im Mittel 20 % der biegenden Momente aufnimmt. Die dadurch für den Versteifungsträger entstehende Entlastung ist für die Unterbringung des Baustoffes im letzteren sehr wesentlich.

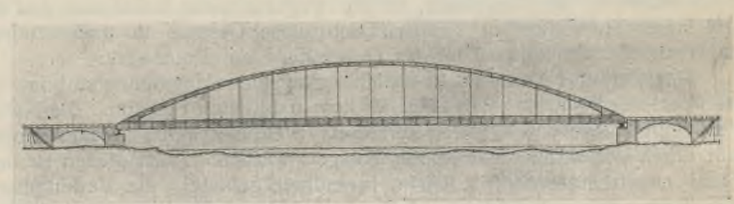


Abb. 7.

Die angenäherte rechnerische Erfassung des Systems durch Verteilung der Momente im Verhältnis der Trägheitsmomente bildet die einfache Grundlage für die Bemessung. Die genaue Berechnung eines Balkens mit n Feldern vermag mit $(n+2)$-gliedrigen Elastizitätsgleichungen, die auch in Teilgruppen aufgelöst werden können, alle Einflüsse zu berücksichtigen und die Spannungsverhältnisse im Träger vollständig aufzuschließen.

Über die Berechnung ähnlicher Tragwandgliederungen sind in den letzten Jahren eine Reihe von Arbeiten veröffentlicht worden. Es erübrigt sich, hier weiter darauf einzugehen.

In bester Weise zeigt diese Trägerform den edlen Einfluß der hochwertigen Stähle auf die Brückengestaltung. Was immer nur in technischer und ästhetischer Beziehung von einem Tragwerk gefordert werden kann, erscheint hier erfüllt: Einheit und Klarheit — Beschränkung und schlichtes Lagern.

Die Einflußlinie des Bogenschubs beliebiger symmetrischer Zweigelenkbogen für waagerechte Belastung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **O. Domke**, Aachen.

Während die Einflußordinaten des Bogenschubs beliebiger Zweigelenkbogen für lotrechte Belastung nach bekannten Verfahren schnell ermittelt werden können, ist die Untersuchung für waagerechte Belastung wesentlich umständlicher. Man hilft sich gewöhnlich zeichnerisch durch Anwendung des Normalenzuges und gibt bestenfalls Verfahren an, nach denen die Kurve der waagerechten Einflußstrecken etwa für den Parabelbogen näherungsweise gezeichnet werden kann. Im folgenden soll gezeigt werden, daß die Aufgabe eine einfache und genaue Lösung bei beliebigen Bogenformen zuläßt.

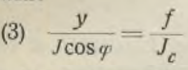
Die senkrechten Durchbiegungen eines Zweigelenkbogens erhält man bei Beschränkung auf die Wirkung der Biegungsmomente bekanntlich allgemein aus:

(1) $$\frac{d^2\delta}{dx^2} = -\frac{M}{EJ\cos\varphi},$$

worin φ der Neigungswinkel der Bogentangente gegen die Waagerechte ist (Abb. 1). Für den Bogenschub $X_a = -1$ wird $M_a = y$; die senkrechten Durchbiegungen δ'_{ma} ergeben sich daher aus:

(2) $$\frac{d^2\delta'_{ma}}{dx^2} = -\frac{y}{EJ\cos\varphi}.$$

Beim Parabelbogen setzt man gewöhnlich $J\cos\varphi = J_c$. Die Biegungslinie wird dann eine Kurve vierter Ordnung, die mit großer Genauigkeit durch eine Parabel ersetzt werden kann, wie bereits vor 60 Jahren von Engeßer gezeigt und später von Müller-Breslau schärfer begründet worden ist. Unmittelbar gelangt man zu der Parabel als Einflußlinie für Bogenformen beliebiger Gestalt, wenn man nach Müller-Breslau den Ausdruck:



(3) $$\frac{y}{J\cos\varphi} = \frac{f}{J_c}$$

Abb. 1.

als konstant annimmt. Beim Halbkreisbogen folgt aus diesem Ansatz $J = J_c$, so daß die Annahme gangbaren Ausführungen entspricht und sich allgemein für Zweigelenkbogen empfiehlt. Damit wird aus Gleichung (2):

$$\frac{d^2\delta'_{ma}}{dx^2} = -\frac{f}{EJ_c}$$

und durch Integration:

(4) $$\delta'_{ma} = \frac{f}{EJ_c}\cdot\frac{x(l-x)}{2}.$$

Für den Nenner δ_{aa} erhält man unter Vernachlässigung des Einflusses der Normalkräfte:

$$\delta_{aa} = \int\frac{y^2\,dx}{EJ\cos\varphi}$$

und mit Benutzung des Ansatzes (3):

(5) $$\delta_{aa} = \frac{f\Phi}{EJ_c},$$

worin Φ die Fläche zwischen Bogensehne und Bogenachse bezeichnet. Aus den Gleichungen (4) und (5) folgt dann für die lotrechten Ordinaten der Einflußlinie:

(6) $$\eta = \frac{x(l-x)}{2\Phi}.$$

Beim Parabelbogen erhält man hieraus:

$$\eta = \frac{3x(l-x)}{4fl},$$

beim Halbkreisbogen mit $l = 2r$, $f = r$:

$$\eta = \frac{x(l-x)}{\pi r^2}.$$

Um hieraus zu einer allgemeinen Gleichung der Einflußlinie für waagerechte Lasten zu gelangen, verschiebt man das Achsenkreuz des symmetrischen Bogens am besten so, daß die Y-Achse durch den Scheitel geht. Die Gleichung (6) lautet dann:

(7) $$\eta = \frac{l^2}{8\Phi}\left(1-\frac{4x^2}{l^2}\right).$$

Außer der senkrechten Verschiebung δ'_{ma} erfährt jeder Bogenpunkt noch eine waagerechte Verschiebung δ''_{ma}. Nach der allgemeinen Differentialgleichung (1) gilt dann beim Zustande $X_a = -1$:

(8) $$\frac{d^2\delta''_{ma}}{dx^2} = -\frac{y}{EJ\sin\varphi}$$

denn für die Verschiebungen δ''_{ma} ist das Achsenkreuz um 90° zu drehen. Aus den Gleichungen (2) und (8) folgt dann wegen $dx = ds\cdot\cos\varphi$, $dy = ds\cdot\sin\varphi$:

$$\frac{d^2\delta''_{ma}}{dy\,ds} = \frac{d^2\delta'_{ma}}{dx\,ds}.$$

Kürzt man beide Seiten durch δ_{aa}, so entsteht hieraus, wenn man die waagerechten Einflußstrecken mit ξ bezeichnet:

$$\frac{d^2\xi}{dy\,ds} = \frac{d^2\eta}{dx\,ds}.$$

Eine erste Integration nach ds ergibt:

$$\frac{d\xi}{dy} = \frac{d\eta}{dx} + c$$

und daraus folgt:

$$\xi = \int\frac{d\eta}{dx}\,dy + cy + c_1.$$

Wir setzen $c = c_1 = 0$ und beseitigen dadurch die zusätzliche Drehung und Verschiebung, deren Ausdruck die beiden letzten Glieder sind. Dann wird einfach:

(9) $$\xi = \int_A^y \frac{d\eta}{dx}\,dy$$

wobei die Integralgrenzen durch die Bogenform gegeben sind; A bedeutet, daß beim linken festen Auflager anzufangen ist[1]).

Durch die Gleichung (9) ist die gestellte Aufgabe nun vollständig gelöst. Denn nach Gleichung (7) ist:

$$\frac{d\eta}{dx} = -\frac{x}{\Phi}$$

somit:

(10) $$\xi = \frac{1}{\Phi}\int_A^y(-x\,dy).$$

Die Deutung des Integrals ist einfach: Es stellt den positiven Inhalt der Fläche dar, die von der Bogensehne, der Parallelen dazu in der Höhe y, der Y-Achse und der Bogenachse begrenzt wird. Das gilt zunächst für die Bogenseite links vom Scheitel, wo x negativ und dy positiv ist; kommt man auf die Seite rechts vom Scheitel, so ist x positiv und dy negativ. Für den Angriffspunkt von W in Abb. 2 ist das Integral gleich der schraffierten Fläche. Die Formel zeigt sofort, daß, wie es sein muß, $\xi = 1$ wird, wenn W im rechten Auflagergelenk angreift.

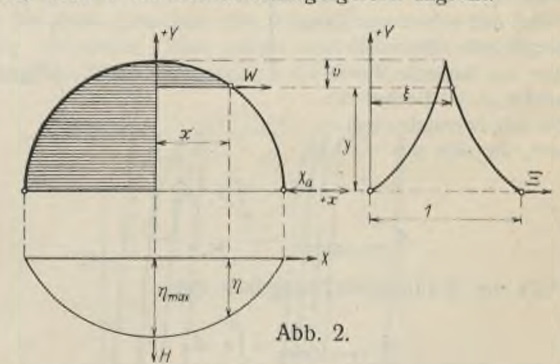


Abb. 2.

Die Auswertung ergibt für den Parabelbogen, wenn man $f - y = v$ einführt, nach einfacher Rechnung:

(11) $$\xi = \frac{1}{2}\left[1 \mp \left(\frac{v}{f}\right)^{3/2}\right].$$

Die Einflußlinie ist eine semikubische Parabel.

Beim Halbkreisbogen wird, wenn man beachtet, daß nach Abb. 1 der Tangentenwinkel φ gleich dem Winkel zwischen Halbmesserstrahl und Y-Achse ist:

(12) $$\xi = \frac{1}{2} - \frac{\varphi - \sin\varphi\cos\varphi}{\pi}.$$

Für irgendwelche andere symmetrische Bogenformen können die Einflußwerte ξ für waagerechte Lasten ohne Mühe aus der Gleichung (10) durch Flächenermittlung punktweise bestimmt werden.

[1]) Auf anderem Wege ist die Gleichung (9) in der Form:

$$\xi = \int\frac{d\eta}{dx}\cdot\frac{dy}{dx}\cdot dx$$

von E. Kammer abgeleitet worden (Der Eisenbau, 1920, S. 117).

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Auswertung von Dauerversuchen.

Von Dr.-Ing. **K. Schaechterle**, Stuttgart.

Wird ein zylindrischer Probestab aus Flußstahl (Abb. 1) in eine Prüfmaschine eingespannt und die Belastung allmählich bis zum Zerreißen des Stabes gesteigert, dabei die Streckung beobachtet und die Linie der Verlängerungen η einer ursprünglichen Meßlänge l derart aufgezeichnet, daß die Laststufen die Ordinaten y, die gemessenen Verlängerungen η die zugehörigen Abszissen x eines rechtwinkligen Koordinatensystems bilden, so erhält man in der Schaulinie $0\,\mathfrak{P}r\,\mathfrak{S}_0\,\mathfrak{S}_u\,\mathfrak{B}\,\mathfrak{Z}$ (Abb. 2) die Lastverlängerungslinie (P — η-Linie).

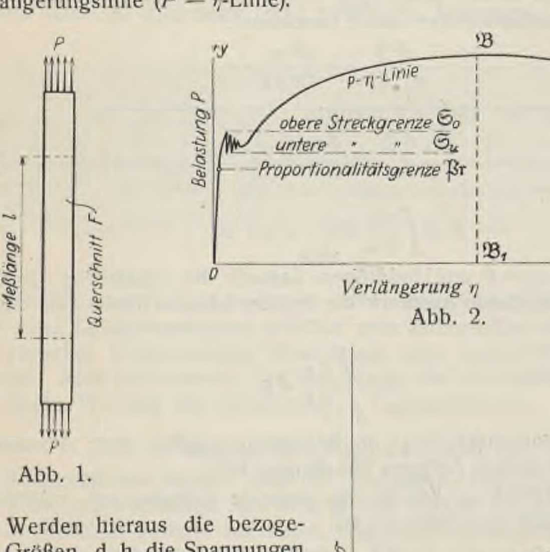


Abb. 1.

Abb. 2.

Werden hieraus die bezogenen Größen, d. h. die Spannungen $\sigma = \frac{P}{F}$ und die Dehnungen $\varepsilon = \frac{\eta}{l}$ errechnet und in gleicher Weise aufgetragen, so erhält man die Spannungsdehnungslinie (σ — ε-Linie) (Abb. 2a).

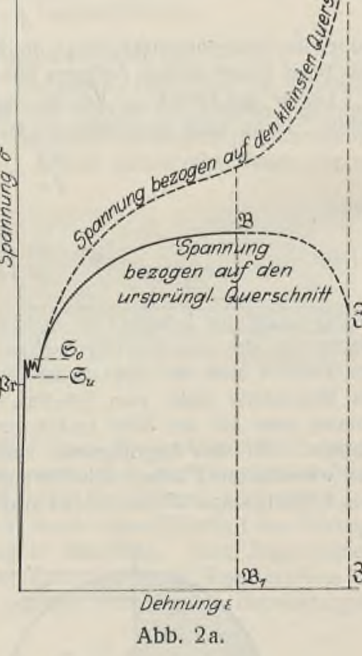


Abb. 2a.

Die mechanische Arbeit, die das Zerreißen des Stabes erforderte, wird durch die Fläche $0\,\mathfrak{P}_r\,\mathfrak{S}_0\,\mathfrak{S}_u\,\mathfrak{B}\,\mathfrak{Z}\,\mathfrak{Z}_1\,0$ dargestellt. Der Flächeninhalt

$$A_{\mathfrak{z}} = \int_0^{\eta_{\mathfrak{z}}} P \cdot d\eta$$

liefert die gesamte Brucharbeit. Die bezogene mechanische Formänderungsarbeit, d. h. die auf die Raumeinheit aufgewendete mechanische Arbeit, die sich aus

$$A_{\mathfrak{z}\,\text{Raumeinheit}} = \frac{\int_0^{\eta_{\mathfrak{z}}} P \cdot d\eta}{F \cdot l},$$

oder mit Hilfe der Spannungsdehnungslinie aus

$$A_{\mathfrak{z}\,\text{Raumeinheit}} = \int_0^{\varepsilon_{\mathfrak{z}}} \sigma \cdot d\varepsilon$$

ergibt, stellt jedoch nicht das Bruchararbeitsvermögen des Werkstoffs dar; sie hat nur Vergleichswert. Die wirkliche Brucharbeit innerhalb eines Teilchens der Bruchfläche ist größer, weil dort die Spannungen und die Verlängerungen je Längeneinheit einen Größtwert erreichen.

Man kann beim gewöhnlichen Zugversuch verschiedene Abschnitte oder Bereiche unterscheiden:

1. den elastischen (Proportionalitäts-)Bereich von Null bis zur Elastizitäts-(Proportionalitäts-)Grenze,
2. den plastischen Bereich von der Elastizitäts-(Proportionalitäts-) Grenze bis zur Streckgrenze,
3. den Verfestigungsbereich von der Streckgrenze bis zur Bruchspannungsgrenze,
4. den Zerrüttungsbereich von der Bruchspannungsgrenze bis zur Zerreißgrenze.

Im Elastizitäts-(Proportionalitäts-)Bereich verhält sich der Körper vollkommen elastisch. Bis zur Proportionalitätsgrenze wird die mechanische Arbeit, die der Stab bei der Belastung in sich aufgespeichert hat, bei der Entlastung wieder zurückgegeben. Unter der Voraussetzung, daß die Last von Null aus stetig anwächst und das Proportionalitätsgesetz gilt, ist entsprechend Abb. 3

$$A_e = \frac{1}{2} \cdot P\,\eta_P\,.$$

Mit $P = \sigma_P \cdot F$ und $\eta_P = \frac{\sigma_P}{E} \cdot l$ ergibt sich

$$A_e = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma_P^2}{E} \cdot F \cdot l = \frac{1}{2E} \cdot \sigma_P^2 \cdot V,$$

und die bezogene Arbeit

$$A_{e\,\text{Raumeinheit}} = \frac{1}{2E} \cdot \sigma_P^2,$$

d. h. die elastische Formänderungsarbeit ist proportional dem Quadrat der Spannung.

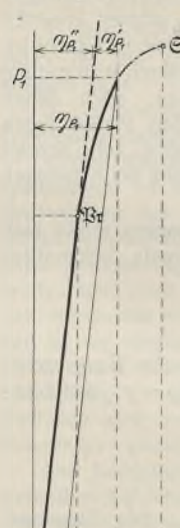
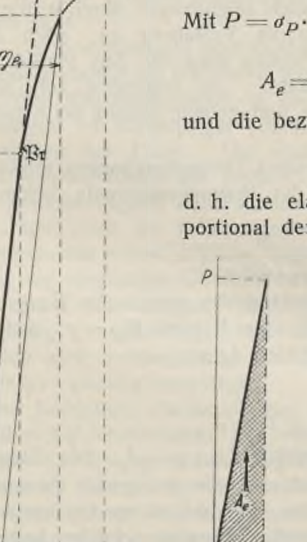



Abb. 4. Abb. 3.

Im plastischen Bereich zwischen Proportionalitätsgrenze und Streckgrenze treten neben den elastischen noch bleibende Formänderungen auf. Ein Teil der bei der Belastung aufgewendeten Arbeit wird für innere Stoffumwandlung verbraucht.

Wird auf der Laststufe P_1 in diesem Bereich die gesamte Längenänderung η_{P_1} gemessen, und geht bei der Entlastung die Verlängerung um η''_{P_1} (federnde Längenänderung auf das Maß η'_{P_1} (bleibende Längenänderung) zurück, so ergibt sich die mechanische Arbeit, die bei der Belastung aufgewendet worden ist, aus

$$A_g = \int_0^{\eta_{P_1}} P \cdot d\eta$$

und der Teil der Arbeit, den der Körper infolge seiner Elastizität in sich aufgespeichert hat und bei der Entlastung wieder zurückzugeben in der Lage ist, aus

$$A_e = \int_{\eta''_{P_1}}^{0} P \cdot d\eta''.$$

Zur bleibenden Formänderung (inneren Stoffumwandlung) ist bei dem Vorgang verwendet worden:

$$A_v = A_g - A_e = \int_0^{\eta_{P_1}} P \cdot d\eta - \int_{\eta''_{P_1}}^{0} P \cdot d\eta''.$$

Die gesamten Formänderungen setzen sich entsprechend Abb. 4 zusammen aus:

$$\eta'' = \frac{\sigma_{P_1}}{E} \cdot l \quad \text{und} \quad \eta' = f(\sigma_{P_1} - \sigma_{\mathfrak{P}r})\, l,$$

womit das Formänderungsgesetz im plastischen Bereich lautet:

$$\eta = \frac{\sigma_{P_1}}{E} \cdot l + f(\sigma_{P_1} - \sigma_{\mathfrak{P}r}) \cdot l$$

oder

$$\varepsilon = \frac{\sigma_{P_1}}{E} + f(\sigma_{P_1} - \sigma_{\mathfrak{P}r})\,^{1)}.$$

Mit diesem Gesetz erhält man die bezogenen Arbeiten im plastischen Bereich:

$$A_{e\,\text{Raumeinheit}} = \frac{1}{2}\,\frac{\sigma_{P_1}^2}{E}$$

$$A_{g\,\text{Raumeinheit}} = \frac{1}{2E} \cdot \sigma_{\mathfrak{P}r}^2 + \int_{\varepsilon_{\mathfrak{P}r}}^{\varepsilon_{P_1}} \sigma\, d f(\sigma_{P_1} - \sigma_{\mathfrak{P}r})$$

$$A_{v\,\text{Raumeinheit}} = \int_{\varepsilon_{\mathfrak{P}r}}^{\varepsilon_{P_1}} \sigma\, d f(\sigma_{P_1} - \sigma_{\mathfrak{P}r}) - \frac{1}{2E}\left(\sigma_{P_1}^2 - \sigma_{\mathfrak{P}r}^2\right).$$

Im dritten Bereich zwischen der Streckgrenze und der Bruchspannungsgrenze herrschen die bleibenden Längenänderungen vor, die mit einer starken Gefügeänderung verbunden sind.

---

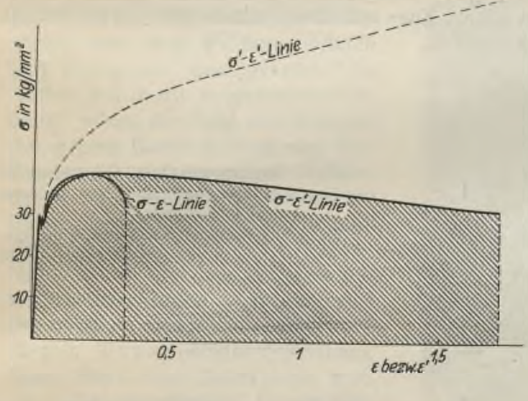
[1]) Prof. Dr.-Ing. Gehler, Dresden, Sicherheitsgrad und Beanspruchung. Vortrag auf der 2. Internationalen Tagung für Brücken- und Hochbau, Wien 1928. Bautechnik 1928, Heft 49.

Nach Aufnahme einer gewissen Arbeit tritt eine örtliche Einschnürung auf und die weitere mechanische Arbeit wird von da ab in der Hauptsache auf die örtliche Formänderung an der Einschnürungsstelle verwendet, also vorwiegend von Stoffteilchen verbraucht, die in der Nähe der Einschnürungsstelle vorhanden sind. Die Einschnürung erstreckt sich auf eine ganz bestimmte, vom Werkstoff und Stabdurchmesser abhängige, dagegen von der Stablänge nahezu unabhängige Strecke. Ihr Einfluß auf die gesamte Streckung ist also verhältnismäßig um so größer, je kürzer die Meßlänge gewählt wird.

Die Brucharbeit erreicht an der Einschnürungsstelle im Bruchquerschnitt einen Größtwert, weil dort die Spannungen σ' und die Dehnungen ε' am größten sind. Die Brucharbeit an dieser Stelle ist

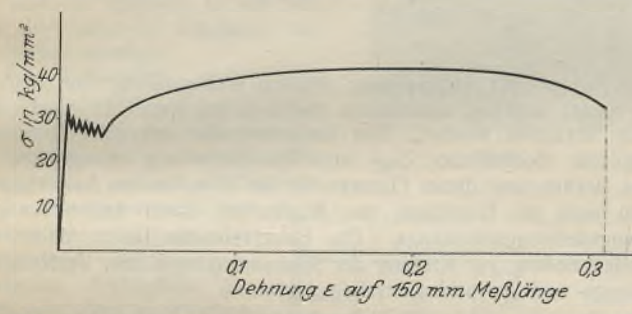
$$A_B = \int_0^{P_3} P \cdot d\,\varepsilon'.$$

Die Spannung an der Einschnürungsstelle mit dem eingeschnürten Querschnitt F' ist $\sigma' = \frac{P}{F'}$; die wirkliche Dehnung ε' ist entweder unmittelbar durch Ablesung an der Einschnürungsstelle zu ermitteln, kann aber auch durch Messung des Durchmessers an dieser Stelle unter der Annahme eines gleichbleibenden Volumens der Körperelemente errechnet werden (vgl. Considère, Die Anwendung von Eisen und Stahl, Übersetzung von Hauff).



σ-ε-Linie.
σ'-ε'-Linie.
σ-ε'-Linie.
A_B Raumeinheit an der Einschnürungsstelle.

Abb. 5. Brucharbeit nach Ljungberg. Zugversuch an einem unbehandelten Stahl mit 0,2 % C.



Probestab; unbehandelter Stahl mit 0,2 % C. Durchmesser 20 mm, Querschnitt 314 mm². Einschnürung: Durchmesser 12,13 mm, Querschnitt 116 mm². Normallänge 200 mm. Diagrammeßlänge 150 mm. Obere Streckgrenze 30,5 kg/mm². Untere Streckgrenze 26,7 kg/mm². Bruchgrenze 41 kg/mm² auf ursprüngl. Querschnitt bz. Bruchgrenze 86 kg/mm² auf Bruchfläche bz. Dehnung ε auf 150 mm Meßlänge.

Abb. 5a. Zugversuch an einem unbehandelten Stahl mit 0,2 % C. nach Ljungberg.

Da nun $P = \sigma' \cdot F' = \sigma \cdot F$ ist, so ergibt sich die auf die Raumeinheit bezogene Brucharbeit an der Einschnürungsstelle aus

$$A_{B\,\mathrm{Raumeinheit}} = \int_0^{P_3} \sigma \cdot d\,\varepsilon'.$$

Mit dieser Gleichung hat K. Ljungberg, Stockholm, zahlreiche Versuche an Probekörpern aus Stahl ausgewertet (Abb. 5 u. 5a) und daraus den Schluß gezogen: Die Arbeit, die je Raumeinheit zur Herbeiführung des Bruchs an irgendeiner Stelle des Körpers erforderlich ist, bleibt gleich, unabhängig davon, ob die Brucharbeit auf einmal oder in verschiedenen Phasen geleistet wird. (K. Ljungberg, „Konstante Brucharbeit als Erklärung für den Bruch durch Ermüdung und andere Erscheinungen". Teknisk Tidskrift, Bd. 58, 1928, Seite 409 ff.)

Es bedarf noch der Nachprüfung, ob eine so allgemeine Schlußfolgerung aus den angestellten Versuchen gezogen werden darf.

Oftmals wiederholte Belastung im gleichen Sinne (schwellende Belastung).

Wie beim gewöhnlichen Zugversuch ist zu unterscheiden zwischen Belastungsstufen im elastischen Bereich bis zur Elastizitäts-(Proportionalitäts-)Grenze, im plastischen Bereich von der Elastizitäts-(Proportionalitäts-)Grenze bis zur Streckgrenze und im dritten Bereich zwischen Streckgrenze und Bruchspannungsgrenze.

Wird der Probestab von Null ausgehend bis zu einer Kraft P stetig ansteigend belastet und nach einer Ruhepause wieder entlastet, dann in gleicher Weise der Be- und Entlastungsvorgang wiederholt, so wird, wenn die Laststufe unterhalb der Proportionalitätsgrenze liegt, die bei der Belastung aufgewendete Arbeit bei der Entlastung ganz zurückgewonnen. Solange die Formänderungen rein elastisch (umkehrbar) sind, wird die mechanische Arbeit, die der Körper infolge seiner Elastizität bei der Belastung in sich aufgespeichert hat, bei der Entlastung zurückgegeben. Sie wird in der Elastizitätslehre als „elastische Formänderungsarbeit" bezeichnet.

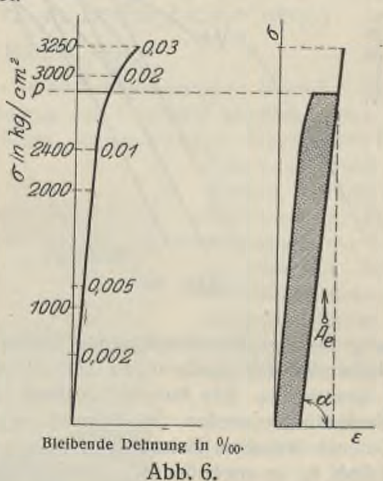


Abb. 6.

Schon bei niedrigen Laststufen zeigen sich bei sehr genauen Messungen sehr kleine bleibende Dehnungen (Abb. 6), die bei der Proportionalitätsgrenze anwachsen. An Stelle der Hookeschen Geraden ergibt sich somit im Anfangsstadium des Dauerversuchs eine schwach gekrümmte Linie. Der Baustoff verhält sich also auch in diesem Bereich anfänglich nicht vollkommen elastisch. Bei oftmaliger Wiederholung des Belastungsvorgangs wird aber sehr bald ein Ausgleichzustand erreicht, bei dem keine bleibenden Dehnungen mehr festzustellen sind. Der Körper verhält sich in diesem Zustand vollkommen elastisch. Ein Teil der aufgewendeten Arbeit ist bis zum Erreichen des Ausgleichzustandes zu innerer Stoffumwandlung verbraucht. Man nimmt an, daß durch die Wiederholung der Belastung ein Spannungsausgleich stattfindet.

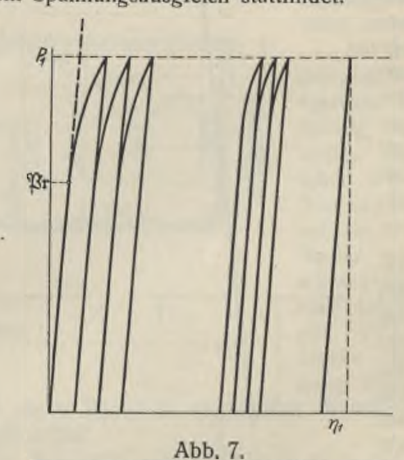


Abb. 7.

Wird die Laststufe über den ursprünglichen elastischen Bereich hinaus auf P_1 im plastischen Bereich gehoben, so nehmen die bleibenden Dehnungen zu. Der Arbeitsanteil, den der Körper infolge seiner Elastizität in sich aufspeichern kann, wird bei der Entlastung wieder zurückgegeben, der andere Teil umgesetzt für innere Stoffumwandlung verbraucht. Die Wiederholung des Belastungsvorgangs ergibt einen Schaulinienzug gemäß Abb. 7. Bis zu einer gewissen oberen Grenze werden wieder Ausgleichzustände erreicht, wobei der Körper sich rein elastisch verhält. Wenn bei wiederholter Belastung die bleibenden Formänderungen abnehmen und schließlich ganz verschwinden, so zeigt dies an, daß ein Verfestigungsvorgang stattgefunden hat. Bei jedem einzelnen Belastungsvorgang wird ein Teil der aufgewendeten Arbeit für innere Stoffumwandlung

verbraucht. Am Schluß des Dauerversuchs, wenn der Ausgleichzustand erreicht ist, wird

$$A_g = \frac{1}{2} \cdot P_1 \eta_1 = \frac{1}{2\,E_1} \cdot \sigma_{P_1}^2 \cdot V.$$

Die Gesamtformänderungsarbeit ist zu einer elastischen und gleichzeitig gegenüber der mechanischen Arbeit zu Beginn des Versuchs kleiner geworden. Durch die oftmals wiederholte Belastung ist wohl ein Teil des Arbeitsvermögens verbraucht, aber gleichzeitig der Körper widerstandsfähiger geworden. Nach den bisherigen Versuchen (Bauschinger) fällt die obere Grenze, bis zu der beim Dauerversuch mit schwellender Belastung Ausgleichzustände erreicht werden, bei Stahl in die Nähe der Streckgrenze. Die Elastizitätsgrenze kann also bei Stoffen mit plastischem Verhalten durch oftmals wiederholte Belastungen im gleichen Sinn bis nahe an die Streckgrenze gehoben werden.

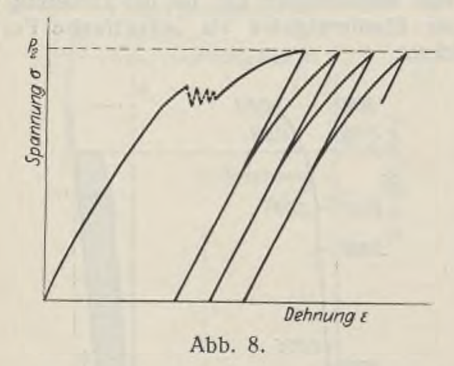


Abb. 8.

Wird die Laststufe über die Streckgrenze hinaus auf P_2 gesteigert, so nehmen die bleibenden Formänderungen bei oftmaliger Wiederholung der Belastung P_2 dauernd zu. Ein Ausgleichzustand tritt nicht mehr ein. Gegenüber der Verfestigung werden die Zerrüttungserscheinungen vorherrschend. Den wiederholten Belastungen entspricht ein Schaulinienzug entsprechend Abb. 8. Je nach der Höhe der Belastungsstufe über der Streckgrenze tritt nach einer größeren oder kleineren Zahl von Wiederholungen der Bruch ein.

Oftmals wiederholte Belastung im entgegengesetzten Sinn (wechselnde Zug- und Druckbelastung).

Wird ein Probestab abwechselnd auf Zug und Druck beansprucht, derart, daß die Spannungen von Null zu einem oberen positiven Wert ansteigen, dann nach einer Ruhepause bis zu einem gleich großen, negativen Wert absinken, um nach einer Ruhepause wieder zu dem oberen positiven Wert anzusteigen usf., so ergibt sich im elastischen Bereich eine in bezug auf den Nullpunkt polarsymmetrisch verlaufende Spannungsdehnungslinie (Abb. 9). Die bei den Belastungen aufgewendete Arbeit wird bei den Entlastungen zurückgegeben.

Zeigt der Werkstoff am Anfang des Versuchs an Stelle der Hookeschen Geraden eine schwach gekrümmte Linie (Abb. 10), so wird durch oftmalig wechselnde Zug- und Druckbelastung innerhalb einer gewissen Grenze vollkommen elastisches Verhalten erreicht. Dies kann aus der Tatsache geschlossen werden, daß innerhalb dieser Grenze auch bei millionenfach wiederholter wechselnder Zug- und Druckbelastung der Bruch nicht herbeigeführt werden kann.

Abb. 9. Abb. 10.

Die obere Grenze der gleichgroßen Zug- und Druckbelastung, bei der durch oftmals wiederholten Wechsel gerade noch vollkommen elastisches Verhalten erreicht wird, konnte bisher mangels geeigneter Dauerprüfmaschinen noch nicht einwandfrei erkundet werden. Irwin[1]) hat diesbezügliche Versuche angestellt und gefunden, daß die Dauerfestigkeit bei wechselnder Belastung zwischen gleichgroßen Zug- und Druckkräften $^8/_{10}$ der Biegungs-Schwingungsfestigkeit beträgt. Wird die Zug- und Druckbelastung gleichmäßig gesteigert und die bezeichnete Höchstgrenze überschritten, so ergeben sich im Spannungs-Dehnungsdiagramm beim Hinab- und Hinaufgehen der Spannungen verschiedene Linien; es zeigt sich eine gewisse Hysteresis, die einer verbrauchten Arbeit entspricht. Die Divergenz der Linien wird mit der Zahl der Wiederholungen nicht kleiner, sondern größer; so kommt es, daß bei einer mehr oder weniger großen Zahl von Wiederholungen der Bruch eintritt.

Wöhler hat seinen Schwingungsversuchen mit belasteten, umlaufenden Wellen entnommen, daß die Differenzen der Spannungen, welche die Schwingungen eingrenzen, für die Zerstörung des Zusammenhangs maßgebend sind. Wenn die Anstrengungen zwischen gleichgroßen Zug- und Druckspannungen wechseln, wird die Tragkraft am kleinsten; sie wird größer, wenn die schwingende Belastung nur nach einer Richtung geht, und erreicht den Größtwert, wenn die Belastung ruhig wirkt. Der Einfluß der Größe der Belastungsintervalle auf die Dauerfestigkeit des Stahls ist von Smith, Moore, Kommers, Graf, Ludwick u. a.[2]) weiterverfolgt worden. Die Auswertung der Schwingungsversuche lieferte einen Linienzug entsprechend Abb. 11, worin die Grenzen der Schwingungen, die oftmals wiederholt ertragen wurden, als senkrechte Ordinaten in bezug auf die mittlere Anstrengung, d. h. das arithmetische Mittel der Grenzspannungen, aufgetragen sind. Es ist anzunehmen, daß die Versuche mit wechselnden reinen Zug- und Druckbelastungen einen ähnlich verlaufenden Linienzug ergeben.

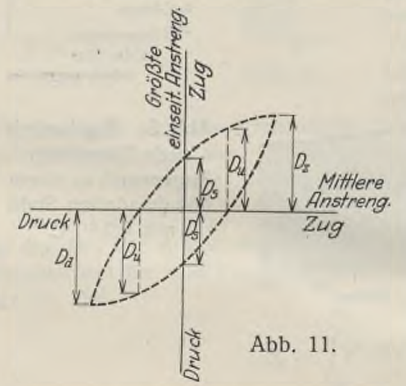


Abb. 11.

D_s = Schwingungsfestigkeit (Schwingung um die mittlere Anstrengung Null, Dehnung nach zwei Richtungen).
D_u = Ursprungsfestigkeit (Schwingung einseitig von Null ausgehend, Dehnung nach einer Richtung).
D_z bzw. D_d = Dauerfestigkeit bei ganz kleinen Schwingungen um die Zug- bzw. Druckbelastung.

Die Grenze der Anstrengung, die ein Werkstoff für eine bestimmte Belastungsart dauernd auszuhalten imstande ist, kann nur durch Dauerversuche erkundet werden. Die Dauerversuche mit schwellender Belastung und wechselnder Zug- und Druckbelastung ermöglichen nicht nur die Bestimmung dieser Grenzen für die obwaltenden Anstrengungen, sondern auch die Ermittlung der Bruchbarbeit durch Aufzeichnung der Spannungsdehnungslinienzüge. Die Dauerversuche liefern damit einen wertvollen Beitrag zur Klärung der Spannungsausgleichs-, Verfestigungs-, Ermüdungs- und Zerrüttungserscheinungen.

Die Dauerversuche mit schwellender und wechselnder Zug- und Druckbelastung haben den Vorteil, daß die einzelnen Vorgänge genau beobachtet, unendlich kleine Veränderungen sich durch oftmalige Wiederholung summieren und dadurch meßbar werden, und schließlich der Eintritt von Ausgleichzuständen zuverlässig festgestellt werden kann. In jedem Fall gilt es, die Elastizitätsgrenzen für die verschiedenen Anstrengungsarten, d. h. die Grenzen, innerhalb derer die bei der Belastung aufgewendete Arbeit bei der Entlastung ganz zurückgewonnen wird, zu bestimmen; denn diese sind für den Praktiker von entscheidender Bedeutung.

Fortdauernde Überschreitung dieser Grenzen führt früher oder später zum Bruch, weil damit fortdauernd wachsende Formänderungen verbunden sind und das Arbeitsvermögen erschöpft wird. Innerhalb des elastischen Bereichs kann für die Zwecke der praktischen Rechnung das Proportionalitätsgesetz als erfüllt angesehen werden.

[1]) Proceedings of the American Society for Testing Materials 1925, Vol. 25, II, S. 55 ff.; ferner Vol. 26, II, S. 218 ff.

[2]) Moore u. Kommers, The Fatigue of Metals, S. 127 ff.; Smith, Journal of the Iron and Steel Institute 1910, S. 246 ff.; Graf, Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente. Berlin 1929, Jul. Springer.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang | BERLIN, 18. Oktober 1929 | Heft 21

Alle Rechte vorbehalten.

Über einen Stahlskelett-Hochbau moderner Zweckform.

(Wurstfabrik der Konsum-Genossenschaft Berlin G. m. b. H. in Berlin-Lichtenberg.)

Von Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. **Friedrich Herbst**, Berlin.

Bei der Errichtung von Hochbauten für Geschäfts-, Verwaltungs-, Industrie-, Wohlfahrts-, Verkehrs- und Wohnzwecke unserer Zeit hat sich, fast ähnlich wie in den Großstädten Amerikas, in Deutschland und vor allem in der Reichshauptstadt, einem Wirtschaftskörper gewaltigen Ausmaßes, die Bauweise mit Stahlskelett nach dem Weltkrieg schnell und erfolgreich durchgesetzt. Im Aufbau der damit ausgerüsteten Gebäude bildet der Stahl das Rückgrat des ganzen Baues in Form der vom Fundament aufsteigenden Stützen, der Unterzüge, Ringträger, Deckenträger, ferner der Dachbinder und Rahmen, also jener alle Eigen-, Nutz-, Wind- und Schneelasten aufnehmenden Tragteile, in die sich die Außen- und Innenwände aus Ziegeln, Schwemmsteinen, Klinkern, Gas-, Bims- und Zellenbeton usw. als Füllwand spannen, in die sich auch die massiven Geschoß- und Dachdecken einfügen.



Abb. 1. Ansicht der Wurstfabrik vom Hof aus.

Bei Verwendung des Stahlskeletts für Ausführung dieser Profanbauten wird ein konstruktiv-, statisch- und materialtechnisch-klares Gebilde aus tragenden und raumabschließenden Bauteilen gewonnen, ein neues, früher nicht gekanntes Bauverfahren, das eine ansprechende Architektur gestattet und allen praktischen Erfordernissen Rechnung trägt, entstanden aus dem Zwange unserer Zeit der Wirtschafts- und Wohnungsnot zum sparsamen, zweckentsprechenden und kunstgerechten Bauen.

Die einem solchen Skelettbau eigentümliche Hausgestaltung, die nur in der Gemeinschaftsarbeit von Architekt und Ingenieur sich glücklich vollenden, unter bestimmten Bedingungen und bei geeigneter Gestaltung sich sogar für den Sakralbau verwenden läßt, braucht trotz Betonung der Zweckmäßigkeitsrücksicht nicht monoton und nüchtern in die Erscheinung zu treten, wenn der Baukünstler dem Inneren und Äußeren des Gebäudes in Form, Gliederung und Farbe genügend Leben, Freundlichkeit und Wärme zu verleihen vermag; wenn er in den Räumen selbst für einen arbeitsfreudigen Betrieb Licht und Luft, sowie Freiheit von Bewegung und Übersicht schaffen kann.

Die Stahlbauweise, deren Vorzüge, Wesen und Eigenart in dieser Zeitschrift öfters schon gewürdigt wurden, erfreut sich einer großen Beliebtheit gerade in der Reichshauptstadt, wo so hohe Ansprüche an schnelles, forciertes und wirtschaftliches Bauen, oft bei sehr gedrängten Raum- und Verkehrsverhältnissen, gestellt werden und wo das Verlangen nach baldiger und produktiver Nutzung der gewonnenen Räume auch in kalter Jahreszeit einen Baubetrieb rücksichtslos zu fordern pflegt.

Zu den vielen Zweckbauten Berlins, bei denen der Stahl eine vorteilhafte Verwendung fand, gehört auch der neue Erweiterungsbau der Wurstfabrik, den die Konsum-Genossenschaft Groß-Berlin und Umgegend in Lichtenberg, Rittergutstraße 16 bis 30, während des Jahres 1928 nach den Entwurfsplänen ihres leitenden Architekten Fritz Wetstein, Berlin, durch führende Unternehmungen für Stahl- und Massivbau auf ihrem Grundstück errichten ließ.

Abb. 2. Grundriß.

Bei diesem Bau, der für den genannten Betrieb schnell, sparsam, lichtvoll und weiträumig hochgeführt werden sollte, entschied man sich, schon mit Rücksicht auf die Schnelligkeit der Ausführung, auf ihre Unabhängigkeit vom Wetter und auf die Beschränkung der Bauhöhe, für eine Hochführung in Stahl mit Füllwänden, Massivdecken und Klinkerverblendung freundlichen Farbtons.

Die an diese Bauweise geknüpften Erwartungen haben sich in vollem Maße erfüllt.

Wie der Bau nach seiner Vollendung in die Erscheinung tritt, veranschaulicht Abb. 1, eine Lichtbildaufnahme vom Hof aus. Die Gesamtanlage erhellt aus Abb. 2 u. 3 der Entwurfszeichnungen, die einen Grundriß und einen Querschnitt wiedergeben. Der neue Erweiterungsbau umfaßt einen Hauptbau von 30×15 m Größe und ein damit verbundenes Quergebäude von $53{,}46 \times 12$ m Größe mit zwei ungleich langen Flügeln. Das ganze Gebäude besitzt, wie auch der Querschnitt des Hauptbaues in Abb. 3 zeigt, einen Keller von 3,20 m Höhe, fünf Geschosse (3,80 m, $3 \times 3{,}70$ m und 3,60 m Höhe), sowie ein Dachgeschoß von 3,50 m Firsthöhe, also von $3{,}2 + 3{,}8 + 3 \times 3{,}7 + 3{,}6 + 3{,}5 = 25{,}20$ m Gesamthöhe.

Für den Betrieb der Anlage, welcher leichte Maschinen, Zubereitungs- und Aufbewahrungsgeräte (Räucherkammer, Kühlräume

Fleischerräume usw.), ferner die an Schienen der Decke gleitende Fördereinrichtungen verlangt, sollte ein festes und erschütterungsfreies Gefüge der ganzen Gebäudekonstruktion auch der Decken, im übrigen lichte, übersichtliche und stützenfreie Räume mit großen Fenstern geschaffen werden. Die für den Gebäudeaufbau grundlegenden und aus der geplanten Benutzungsart sich ergebenden, auch den Erschütterungszuschlag einschließenden Nutzlasten, sowie die Eigengewichte waren wie folgt vorgesehen: für die

Abb. 3. Schnitt a—b.

Decke über dem Kellergeschoß: $p = 750 + 50\% =$ rd. 1150 kg/m², $g = 650$ kg/m², $q = p + g = 1800$ kg/m², für die Decken über den fünf Geschossen: entsprechende Lasten von $p = 500 + 50\% = 750$ kg/m², $g = 550$ kg/m², $q = p + g = 1300$ kg/m², sowie für die Dachkonstruktion nebst Abdeckung: $q = 300$ kg/m². Für den Standsicherheitsnachweis aller Stahlkonstruktionen war $\sigma_z = 1400$ kg/cm² als zulässige Materialbeanspruchung zugrunde gelegt.

Entsprechend der genannten Anforderung von allseitiger Raumfreiheit ist für den konstruktiven Aufbau ein System übereinandergestellter Steifrahmenbinder von 3,70 m Geschoßhöhe und von einer der Gebäudetiefe entsprechenden freien Stützweite, sowie eine Anordnung des dazwischen eingespannten Trägerwerkes von Decken und Wänden vorgesehen. Die Rahmen sind aus den in den Außenwänden stehenden Vertikalständern und aus den mit Versteifungseckblechen angeschlossenen Horizontalriegeln zusammengesetzt. Sie weisen Höhen von rd. 3,70 m und Stützweiten von 12 bis 15 m auf; sie sind im Mittel etwa 3,90 m voneinander entfernt. Statisch aufgefaßt, bilden sie einfach statisch unbestimmte Zweigelenkrahmen mit waagerechtem Riegel. Die Höhe der — also 12 bis 15 m weit gespannten — Riegel, welche große Lasten, z. B. $4 \times 15 \times 1{,}8$ t $= \sim 110$ t aufzunehmen haben, mußten möglichst niedrig gehalten werden,

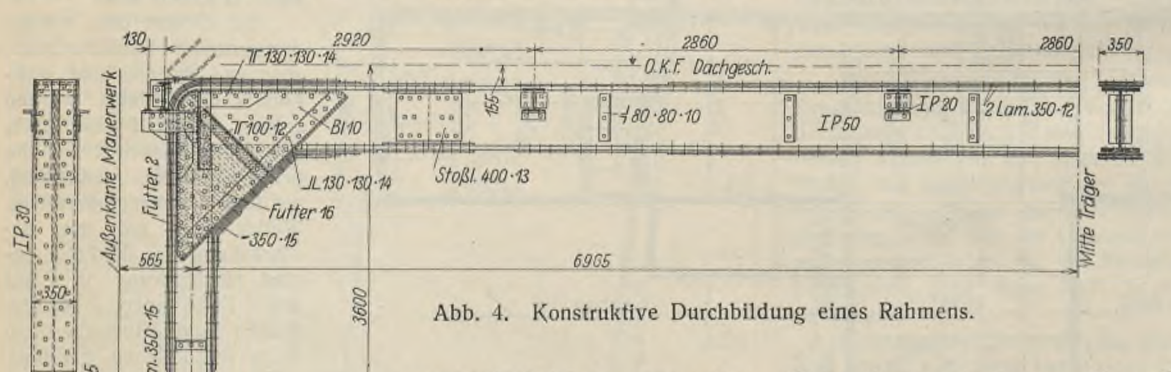


Abb. 4. Konstruktive Durchbildung eines Rahmens.

um an Bauhöhe zu sparen, ohne bei der großen Stützweite an Steifigkeit für die auch durch dynamische Kräfte beanspruchten Decken einzubüßen. In der Dachkonstruktion des Hauptgebäudes sind die auch in 3,90 m gestellten Binder nach der Mansardenform des Daches gebrochen und in der Mitte von einer Stütze getragen; das lange Quergebäude hat eine Halbmansarde als Dachabschluß. Im ganzen sind sechs Geschoßsteifrahmen vorhanden. Der unterste und schwerste überspannt das Keller- und Erdgeschoß und ist 6,90 m hoch; darüber sind die anderen fast gleich gestalteten Geschoßrahmen und der Dachbinderrahmen aufgebaut, die in den Außenwänden auf den Vertikalständern der anderen gestützt sind. Im untersten Steifrahmen ist zwischen die Ständer in Höhe der Kellerdecke ein Riegel eingezogen, der in der Mitte gestützt ist. Die Konstruktion eines Rahmens gibt Abb. 4 wieder.

Ein solch klares und in sich geschlossenes, durch Wände und Decken noch verspanntes Rahmen- und Trägerwerk ist wie keine andere Konstruktion geeignet, als steifes Gefüge allseitige Kräfte nebst Erschütterungen einwandfrei aufzunehmen und sie auf Einzelfundamente durch die Grundstützen zu übertragen, ferner die Längs- und Quersteifigkeit des ganzen Gebäudes zu sichern und die standsichere und schnelle Errichtung des ganzen Gebäudes — auch für vorübergehende Baulasten und Winddrücke unter Benutzung von Diagonalkreuzen — zu erleichtern und zu gewährleisten.

Die baupolizeilichen Bestimmungen für die Standsicherheitsberechnung und Konstruktion von Stahlskelettbauten — z. B. des Wohnwesens — im Freistaat Preußen haben zur Zeit noch keine endgültige Form bekommen; sie sollen noch beraten und dann allgemein geltend herausgegeben werden. Bei diesen Bestimmungen wird man der Knicksicherheit der Stützen in den Außen- und Innenfüllwänden, der Steifigkeit der Deckenträger, sowie der Konstruktion und dem Baustoff von Wänden und Massivdecken, sowie einer provisorischen Windversteifung besondere Aufmerksamkeit zuwenden.

Die nach dem Größtdruck der Grundstützen von 350 t bemessenen, die ganze Gebäudelast aufnehmenden Fundamente unter den Außenwänden sind eisenverstärkte Betonplatten von $3{,}50 \times 3{,}50$ m Fundamentfläche (Abb. 3), die eine Höchstbeanspruchung von ~ 3 kg/cm² auf den vor allem aus Lehm bestehenden Untergrund übertragen. Die Vertikalständer der Gelenkrahmen sind im Keller- und Erdgeschoß — in dem am stärksten belasteten Teil — Breitflanschträger I P 50 mit 2 bis 3 abgestuften Lamellen von 350 · 15 mm, in den darüberstehenden Rahmen Breitflanschträger I P 40, P 36, P 30 und P 26, gleichfalls mit je 2 bis 3 abgestuften Lamellen 350 · 15 mm versehen. Die Riegel der Steifrahmen sind im wesentlichen hergestellt aus Breitflanschträgern I P 50, P $42\frac{1}{2}$, P 40, P 38 und P 36, sämtlich mit 2 bis 3 abgestuften Lamellen aus Breiteisen 350 · 15 und 350 · 12 mm versehen. Die gebrochenen Dachbinderrahmen des Hauptgebäudes, die in der Mitte unterstützt sind, werden aus je II 14 bis II 28 gebildet. Neben den Steifrahmen geben auch die Decken als massive durchgehende Platten eine Versteifung des Gebäudes ab. Die zwischen die Rahmenriegel in Entfernung von 1,6 bis 3,3 m gespannten Deckenträger sind meist aus Breitflanschträger I P 20 gebildet. Sie sind oben mit den Riegeln des Rahmens bündig gelegt, um eine ebene durchgehende Fußbodenfläche zu erhalten; die Riegel treten nach unten als Rippe — Stahlummantelung — aus der Decke heraus, was ja statisch und architektonisch völlig verständlich ist; an diesen Rippen können die Inneneinrichtungen des Betriebes, vor allem die Aufhängeteile der Schiene für die Förderbahn bequem befestigt werden. Eine Übersicht der Rahmenanordnung, Stützenstellung und Trägerlage geben die Entwurfzeichnungen (Abb. 2 u. 3); auf Einzelheiten soll hier nicht eingegangen werden. — Die zwischen die Nebenträger gespannte Massivdecke besteht aus Beton; auf ihr liegt ein zur Entwässerung an einzelnen Punkten geneigt angelegter Fußboden aus hellen Fliesen über dichter Unterlage. — Für eine zentrale Beleuchtung, Lüftung und Heizung sowie Kühlung der Räume ist in zeitgemäßer und sehr zweckmäßiger Weise Sorge getragen. — Einen Überblick in die Konstruktion und Montage des Stahlskeletts nebst Trägerwerk von Decken und Wänden gestatten die Lichtbildaufnahmen von Abb. 5 bis 8, die bei ihrer Klarheit keine Erläuterungen brauchen. In Abb. 5 u. 6 z. B. erkennt man deutlich die Bauanlage der starken, in etwa 3,90 m Entfernung gestellten Steifrahmen des Keller- und Erdgeschosses mit dem Rost der Deckenträger. Der für sich selbständig stehende Stahlskelettbau ist in den füllenden oder raumabschließenden Außenwänden mit Ziegelmauerwerk (etwa 30 cm stark) und Klinkerverblendung (13 cm) ausgeführt, wobei die Stahlstützen pfeilerartig ummantelt und so gegen Rost und Feuer geschützt werden. Die dabei entstehenden Pfeilervorlagen treten — in Fortsetzung der sichtbaren Rippen — nach innen, nicht nach außen vor. In der Außenfront sind große, fast bis zur Decke reichende Fensteröffnungen von $2{,}5 \times 3$ m Größe belassen, um für die 12 bis 15 m tiefen Räume einen reichen Lichteinfall zu schaffen, was für solche Betriebe wichtig ist. Es entstehen



Abb. 5. Montage des untersten Rahmen.



Abb. 6. Rahmen mit Trägerrost.

so die schlanken Fensterpfeiler, die dem Gerippebau schon äußerlich ein bestimmtes Gepräge geben und deren Fensterstürze sehr einfach und standsicher herzustellen sind. Auf der Sonnenseite sind die Fenster mit Blauglas versehen, um das Sonnenlicht abzublenden. Zu den einzelnen Räumen führen Warenaufzüge und massive Treppen, die auch in der äußeren Erscheinung hervortreten (Abb. 1).

Die Verbindung zwischen der Stahlkonstruktion und der ebenso wetterfesten wie freundlich und lebendig wirkenden Klinkerverblendung der Front — von heller Glasur — scheint mir besonders glücklich; es ließ sich Zweckmäßigkeit und Schönheit in diesem Neubau gut vereinigen. Eine klare und instruktive Gesamtansicht auf die Hochführung des Hauses in der Verbindung von Stahlarbeit und Ausmauerung des Skeletts geben die Lichtbildaufnahmen Abb. 7 u. 8[1]).

Wie sich die Gesamterscheinung des Baues entwickelt hat, erkennt man aus der eingangs genannten Abb. 1, die uns eine sehr einfache, doch wirkungsvolle und ansprechende Architektur des Zweckbaues im Geiste unserer Zeit erkennen läßt. Die so dauerhafte und Vertrauen erweckende Klinkerverkleidung ist nicht nur ein Wetterschutz des Gebäudes; sie hinterläßt auch stets einen freundlichen Eindruck, der wohltätig wirkt auf Auge und Sinne des Beschauers, zumal wenn der saubere und helle Glasurstein gewählt ist. Das Mansardendach ist mit Falzziegel bzw. mit Doppelpapplage auf Holzschalung abgedeckt. — Mit dem Bau des Hauses wurde im Februar 1928 begonnen und im Juni desselben Jahres schon abgeschlossen. Betreffs des Stahlbaues waren die Zeiten: erste bis vierte Woche: technische Vorbereitung und Materialbeschaffung, in der vierten Woche: Beginn der Werkstattarbeiten, in der achten Woche: Beginn der Montage und in der sechzehnten Woche: Abschluß derselben. Demnach hat die etwa 1200 t Stahl umfassende Montage nebst Vorbereitung des Materials im ganzen nur die kurze Zeit von etwa vier Monaten nach Bestellung in Anspruch genommen. Die Wahl der Gebäudekonstruktion, bei der die Ausmauerung von Wänden und Decken der Stahlskelettmontage folgen konnte, hat eine der Bauherrin recht willkommene Beschleunigung des ganzen Unternehmens zur Folge gehabt.

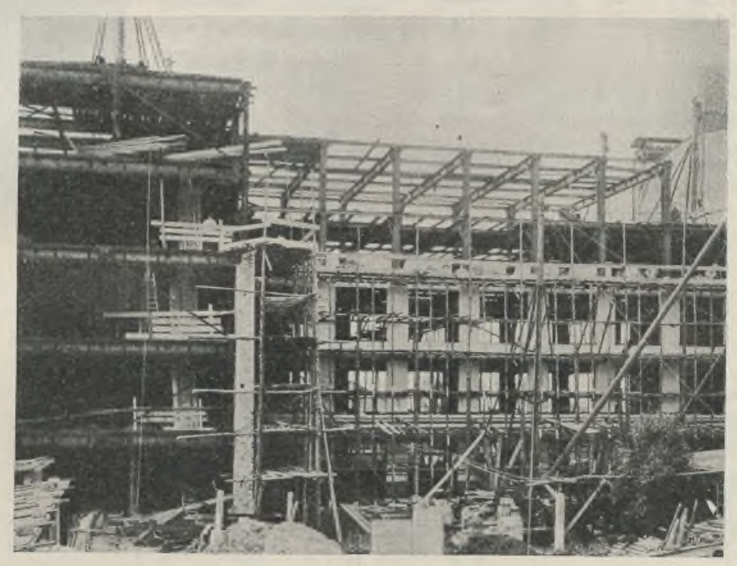


Abb. 7.



Abb. 8.

Abb. 7 u. 8. Verschiedene Montage-Zustände des Gesamtbaues.

Der Verfasser hatte am Ende des Monats August 1929 Gelegenheit, sich selbst von dem wohltuenden Eindruck zu überzeugen, den das Gebäude im Innern und Äußern macht. Die Gesamtgestaltung des neuen Gebäudes ist mit dem bestehenden Bau in glücklicher Harmonie verschmolzen.

Die Bauherrin für diesen Neubau ist die Konsum-Genossenschaft Berlin und Umgegend G. m. b. H. in Berlin-Lichtenberg.

Der Entwurf und die Bauoberleitung lag in den Händen des leitenden Architekten Fritz Wetstein, Berlin-Lichtenberg, des ständigen Beraters der Genossenschaft. Die Standsicherheitsberechnung wurde von dem Ingenieurbüro des Zivilingenieurs M. Salomonsen, Berlin W 15, aufgestellt.

Die Lieferung und Aufstellung des ganzen Stahlskelettbaues war der Eisenhoch- und Brückenbau-Anstalt von D. Hirsch in Berlin-Lichtenberg übertragen.

Der Neubau stellt eine beachtenswerte Bereicherung der Berliner Stahlskelett-Hochbauten dar; er zeugt aber auch von der Betriebsamkeit und dem Unternehmungsgeist der Konsum-Genossenschaft, die sich um die großzügige und preiswerte Lebensmittelversorgung eines großen Teils der Bevölkerung Berlins verdient gemacht hat.

[1]) Betreffs der auf Abb. 7 u. 8 erkennbaren Stangenrüstung siehe Aufsatz des Verfassers im „Stahlbau“, Heft 18, Jahrg. 1928, über „Schnellbaurüstung“.

Alle Rechte vorbehalten.

Das neue Turmfördergerüst „Hannibal I" in Bochum.

Von Dipl.-Ing. **Ernst Ackermann**, Beratender Ingenieur, Bochum.

Die Entwicklung der Turmfördergerüste mit hochstehender Antriebsmaschine schreitet unaufhaltsam vorwärts, befruchtet durch die Erfahrungen mit den bisherigen Ausführungen, insbesondere auch mit der elektrischen Fördermaschine.

Eine neue Stufe in dieser Entwicklung bedeutet das kürzlich von der Fried. Krupp, Akt.-Ges., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen, auf der Kruppschen Zeche Hannibal I in Bochum vollendete Turmfördergerüst, das in seinen Ausmaßen, wie nachstehende Übersicht zeigt, die bisher bekanntgewordenen Ausführungen nicht unerheblich übertrifft (Abb. 1).

Anlage	Maschinenhaus		Betriebslast	Seilbruchlast	Gesamtgewicht d. Stahlkonstruktion einschl. Führungsgerüst
	Grundriß	Firsthöhe			
	m	m	t	t	t
Überruhr (Baujahr 1915) .	10,5 · 10,5	28,5	6,7	57	188
Neumühl IV (Baujahr 1914)	12,0 · 18,0	etwa 50	24,1	200	383
Osterfeld IV	12,0 · 13,5	42	16,5	165	320
Kaiserin Auguste	13,3 · 15,6	51	—	204	484
Mauve-Rybnik O. S. . . .	10,0 · 12,3	39,5	—	153,6	—
Gew. Deutschland . . .	12,9 · 14,6	53,5	—	215	395
Kaiser Wilhelm, Beuthen	12,0 · 30,5	56,9	—	—	—
Königsborn III/IV	12,0 · 16,0	etwa 66	—	—	950
Minister Stein	12,0 · 32,7	62,4	23,4	—	470
Hannibal I, Bochum . . .	15,0 · 40,0	65,0	42	325	780

Der Schacht Hannibal I soll Doppelförderung erhalten mit vieretagigen Körben für je 2 Wagen. Das Gerüst ist für eine Teufe von 1200 m und folgende Betriebslasten berechnet:

Bei Produktenförderung:

1285 m Förderseil	19 800 kg
Förderkorb	7 000 „
Zwischengeschirr (Seilklemme) . . .	1 300 „
Dämpfeinrichtung	1 500 „
Vorstecklaschen	300 „
Unterseilaufhängung	250 „
8 Wagen mit Kohlen	9 800 „
	39 950 kg
dynamischer Zuschlag	2 050 „
Summe	42 000 kg
bei Seilfahrt	37,5 t
Seilbruchlast	325 t.

Gesamtgewicht der elektrischen Fördermaschine einschließlich Motor 176 t für eine Förderung. Die für die Doppelförderung erforderlichen beiden Aggregate sollen in dem bis zu 65 m über die Rasenbank sich erhebenden Maschinenhause von 15 × 40 m Grundriß untergebracht werden; der Unterbau ist offen und besteht aus den 4 Hauptstützen (Abbild. 2), die mit weitmaschigem Fachwerk gegeneinander versteift sind und einen Grundriß von 15 × 23,2 m haben. Um den Querschnitt der Schachthalle frei von störenden Verbänden durch das Stützgerüst durchführen zu können, ist die Versteifung an dieser Stelle nach außen hin verlegt worden durch Anbringung einer mit dem unteren Fachwerkrahmen steif verbundenen Fachwerkhüfte (Abb. 2), die gleichzeitig zur Abstützung einer überdachten Kohlenbrücke dient. Etwaigen elastischen Schwingungen des



Abb. 1. Turmfördergerüst „Hannibal I", Bochum.

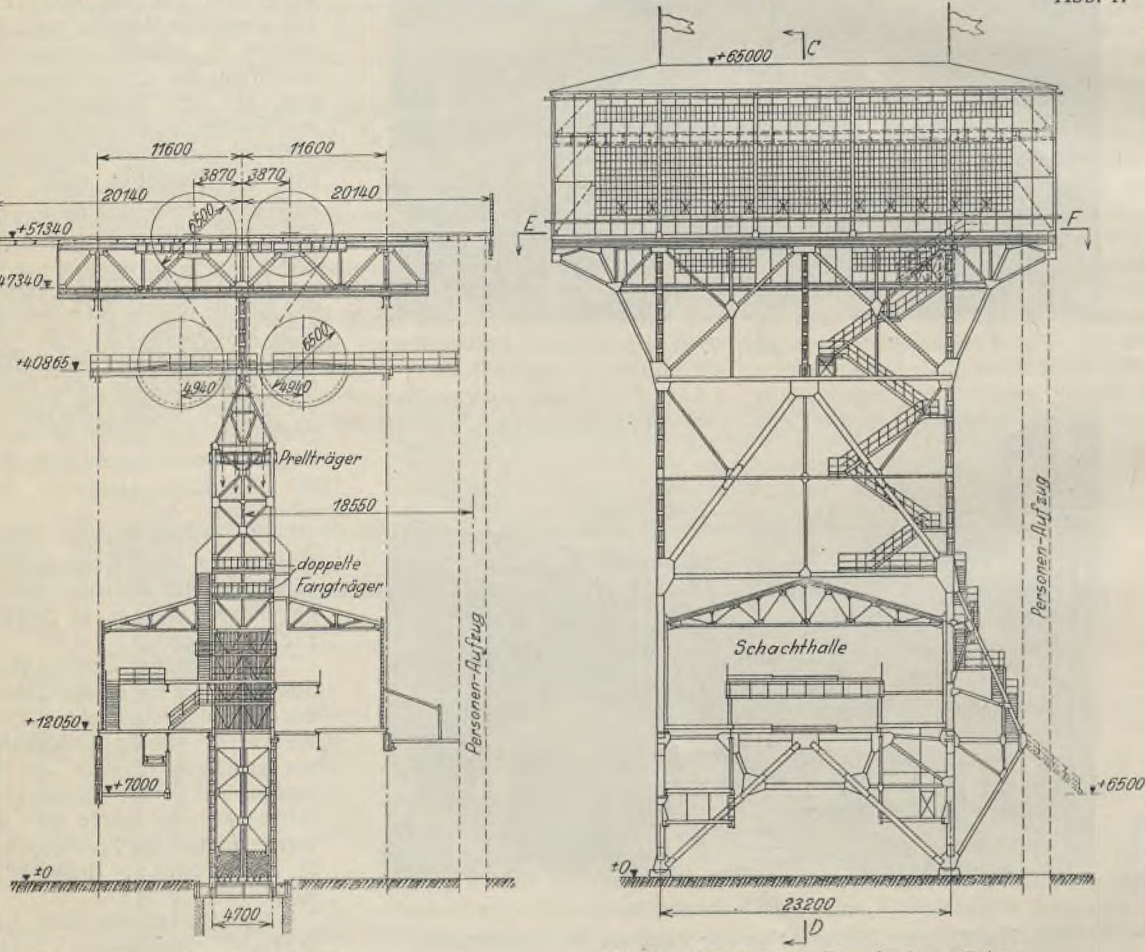


Abb. 3. Schnitt *A—B*.

Abb. 2. Ansicht des Turmfördergerüstes.

Abb. 4. Schnitt *C—D*.

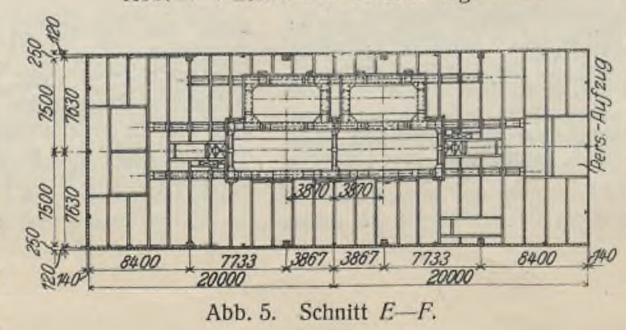


Abb. 5. Schnitt *E—F*.

Gerüstes wird hierdurch in wirksamerer Weise begegnet als durch die sonst wohl übliche Ausbildung von Steifrahmenkonstruktionen im Schachthallenquerschnitt.

Die Decke des Maschinenhauses (Abb. 4) ist für eine Nutzlast von 2000 kg/m² berechnet und besteht aus einer Eisenbetondecke zwischen Walzträgern mit Sandauffüllung und Plättchenbelag; die Wände sind zwecks Verminderung des Gewichtes mit 8 cm starken, beiderseits geputzten Zellenbetonplatten (Gasbeton $\gamma = 0,6$ t/m³) ausgemauert; Maschine und Motoren werden von drei besonderen Hauptfachwerkträgern gestützt (Abb. 3 u. 5). Ein freistehender Personenaufzug vermittelt den Verkehr von der Rasenbank zum Maschinenhaus mit Haltestelle an der Umlenkscheibenbühne.

Über die Fundierung ist als Wichtigstes zu sagen, daß von einer Dreipunktlagerung wegen Verteuerung der Konstruktion Abstand genommen worden ist. Stahlkonstruktionen sind auch bekanntlich gegen ungleichmäßige Bodensenkungen erheblich unempfindlicher als Eisenbetonbauten und können daher schon eher auf diese für normale Ausführungen immerhin etwas verteuernde und auf der Hängebank oft störende Anordnung verzichten. Im übrigen befinden sich an jedem Stützenfuß Konsolen zum Ansetzen von Hebevorrichtungen bei etwa eintretenden Senkungen. Der größte Stützendruck beträgt bei Wind 1050 t bei einem gleichzeitigen Horizontalschub von 180 t, der durch Verbindung der Fundamente mit Eisenbetonbalken aufgehoben wird.

Zum Schlusse noch ein Wort über die dynamischen Schwingungen, deren angebliche Gefahren gern von Freunden des Eisenbetons übertrieben werden. Wenn solche Befürchtungen auch für Dampfmaschinenförderung eine gewisse Berechtigung haben und zu der bekannten Bestimmung über die Eigenfrequenz dieser Gerüste in der Bergpolizeiverordnung führten, so bestehen doch, wie die Erfahrung gezeigt hat, bei elektrischer Förderung keine Bedenken, da die Triebwerkteile einen vollkommenen Massenausgleich besitzen. Die vorerwähnte Bestimmung, wonach der Nachweis zu erbringen ist, daß die Eigenfrequenz des Gerüstes (dynamische Schwingungszahl) um wenigstens 30% über der höchsten Drehzahl der Maschine liegt (bei Hannibal I 53 Uml./Min.), ist infolgedessen für elektrische Förderung aufgehoben worden.

Weitere Betrachtungen über die Wahl des Baustoffes für Turmfördergerüste erübrigen sich, da heute wohl niemand mehr ernstlich daran denkt, solche Bauwerke in Eisenbeton auszuführen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Stähle im Bauwesen.

Bericht über ihre Entwicklung.

Von Dr.-Ing. **Otto Gassner**, Berlin.

Sechs Jahre sind verstrichen, seit der früher in Deutschland üblichen Doppelbezeichnung — „Schmiedeeisen", „Stahl" — ein Ende bereitet wurde. Man findet aber in der Praxis, besonders abseits des ausgesprochenen Spezialistentums, vielfach den Wunsch nach eingehenderer Aufklärung über die Entwicklung und den Stand der Dinge. Mit einigen Fragen und deren Beantwortungen sei nachstehend der Versuch gemacht, die Zusammenhänge so weit zu erläutern, wie sie für den Baufachmann von Belang sind.

I. Was bedeutete früher der Begriff „Stahl"?

Man unterscheidet bekanntlich zunächst zwischen „Roheisen" und „schmiedbarem Eisen", je nach der Menge des im Eisen enthaltenen Kohlenstoffes. Die Grenze befindet sich bei etwa 2 % C; sie ist aber unscharf, da der Übergang wegen der vorhandenen sonstigen Elemente allmählich verläuft. Die schmiedbaren Eisensorten zerfielen nach dem früheren Sprachgebrauch in „Schmiedeeisen" und „Stahl". Beide Begriffe waren nie ganz feststehend: Schmiedeeisen war die „nicht merklich" härtbare Sorte (mit 0,3 bis 2 % C), Stahl dagegen die besser und gut härtbare (mit weniger als 0,3 % C). Ein weiteres Unterscheidungsmerkmal glaubte man in der Größe der Zugfestigkeit finden zu können: Nach den Bestimmungen der Preußischen Eisenbahnverwaltung vom Jahre 1899, sowie nach den Vorschlägen des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik sollte derjenige Werkstoff, der mehr als 50 kg/mm² Festigkeit besaß, als „Stahl" bezeichnet werden. Aber auch diese Unterscheidungsgrenze war nicht eindeutig, da das Ergebnis der Festigkeitsprüfung je nach der Vorbehandlung verschieden ausfallen kann, so daß unter Umständen derselbe Werkstoff je nach dem Zustande, in dem er zur Prüfung gelangte, einmal als „Schmiedeeisen", das andere Mal als „Stahl" hätte bezeichnet werden müssen. Es herrschte somit eine Willkür im technischen Sprachgebrauch: Beispielsweise sprach man von „Stahlwerken" — und nie von „Flußeisenwerken" — selbst dann, wenn die betreffenden Werke ausschließlich Flußeisen mit einer unter 50 kg/mm² liegenden Festigkeit herstellten, und im Betriebe sprach man von „Stahlblöcken", unbekümmert darum, ob das Eisen wirklich 50 kg/mm² Festigkeit besaß oder nicht. Die englisch bzw. französisch sprechenden Länder kannten eine Unterscheidung zwischen Schmiedeeisen und Stahl nicht: Man sagt dort allgemein „steel" bzw. „acier" und bringt die Stahlsorte durch eine besondere Kennzeichnung (z. B. weich, hart, extrahart) zum Ausdruck.

II. Was ist „Stahl" nach heutigem Begriff?

Da es praktisch schwer möglich ist, eine scharfe und eindeutige Grenze zwischen „schmiedbarem Eisen" und „Stahl" zu ziehen und, wie gesagt, auch das Ausland diese Grenze vielfach nicht kennt, hat der Werkstoffausschuß des Deutschen Normenausschusses im Jahre 1923 beschlossen, daß alles schon ohne Nachbehandlung schmiedbare Eisen in Zukunft als „Stahl" bezeichnet werden soll. Die in der Eisenhüttentechnik hergestellten Stoffe zerfallen demnach jetzt in die Hauptgruppen „Roheisen" und „Stahl". Die üblichen Handelsbezeichnungen für bestimmte Erzeugnisse werden durch diesen Beschluß nicht berührt. Es ist also z. B. zulässig, von I-Eisen, L-Eisen, ⊏-Eisen, Nieteisen, Eisenblech usw. zu sprechen, während der Werkstoff selbst stets als „Flußstahl" anzusprechen ist. Auf den Normblättern für Teile aus Stahl wird, da Schweiß- oder Puddelstahl nicht genormt ist, bei der Werkstoffangabe fortan in der Regel „Flußstahl" verzeichnet. Der Ersatz des Wortes „Flußeisen" durch „Flußstahl" ändert also in sachlicher Hinsicht nichts. Der im flüssigen Zustande gewonnene Stahl wird als Flußstahl, der im teigigen Zustande gewonnene als Schweiß- oder Puddelstahl bezeichnet. Schweißeisen bzw. Schweißstahl hat aber heutzutage keinerlei Bedeutung mehr.

III. Warum kam es zur Verdrängung des Schweißeisens?

Es waren — damals wie heute — die Ansprüche der Eisenbahnverwaltungen, die hier den Ansporn gaben, und zwar solche in technischer Beziehung (Schienen, Radreifen usw.) wie in wirtschaftlicher Hinsicht (Preisverbilligung). Nur langsam — etwa von 1860 bis 1890 — bildete sich der neue Baustoff, das Flußeisen, heraus. Das Eisenhüttenwesen hatte eine schwierige Aufgabe zu erfüllen, lernte aber dabei die bessere Beherrschung der metallurgischen Vorgänge und schuf einen Werkstoff, der die Festigkeitszahlen des Schweißeisens (33 bis 37 kg/mm²) im Gegensatz zum Puddelverfahren mit Sicherheit erreichte und sich im Preise dem des Schweißeisens anglich. Rasch stiegen die zulässigen Beanspruchungen infolge der gleichmäßigen Güte und der Fortschritte der statischen Berechnung von 750 kg/cm² über 875 und 1000 bis zu den jetzt zulässigen Beanspruchungen von 1200, 1400 bzw. 1600 kg/cm². Eine Zeitlang behauptete das Schweißeisen, wegen einiger Schwierigkeiten in der Schmiede und im Kleingewerbe, noch das Feld für Niete, Schrauben u. dgl., aber auch hier kam es schließlich zur Verdrängung. Schweißstahl wird heute nur noch in verschwindend geringen Mengen hergestellt. Sein Anteil an der deutschen Gesamtstahlerzeugung ging in den Jahren 1880 bis 1910 von 67 % auf 4 % zurück; 1925 betrug er 0,4 %, im letzten Jahre nur noch etwa 0,3 %[1]. Die amtlichen „Bestimmungen für die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen" sprechen deshalb auch mit Recht von seiner „ausnahmsweisen Verwendung".

IV. Welche Stahlsorte ist gegenwärtig die vorherrschende?

Vorauszuschicken ist, daß die Normung den Flußstahl mit „St" bezeichnet und hinter dieses Wortzeichen eine Zifferngruppe setzt, welche die Mindestzugfestigkeit in kg/mm² angibt. Der für das Baufach gegenwärtig hauptsächlich in Frage kommende Werkstoff ist der Flußstahl „St 37", eine durch die Normen (Din 1600, 1611, 1612) näher gekennzeichnete Marke mit einer Zugfestigkeit von 3700 bis 4500 kg/cm² und einem Einheitsgewicht von 7,85 kg/dm³. Die Streckgrenze liegt erfahrungsgemäß bei 22 bis 28 kg/mm²; Vorschriften bestehen für sie nicht.

Man beachte bei Güteklassenbezeichnungen dieser Art, daß das erste Ziffernpaar hinter dem Kurzzeichen „St" sich auf die Mindestfestigkeit in kg/mm² bezieht und daß ein etwaiges zweites Ziffernpaar Bezug auf die entsprechende Normenblattnummer nimmt. Dabei ist die Ziffer 16 voranzustellen, denn für die Normenblätter für Stahl und Eisen sind die Nummern zwischen 1600 und 1699 vorgesehen. (Beispiel: Mit „St 37 · 21" ist ein Flußstahl mit 37 kg/mm² Mindestzugfestigkeit nach Maßgabe des Normenblattes Din 1621 gemeint.)

Der Baustahl St 37 gehört zu den sogenannten niedrig gekohlten Stählen, d. h. zu denjenigen, die weniger als 0,2 % Kohlenstoffgehalt aufweisen. Die Normen (Din 1612) bezeichnen diesen Werkstoff mit „Normalgüte" — im Gegensatz einerseits zu den „Sondergüten" (z. B. St 42, St 44), die im Schiffbau und Maschinenbau eine Rolle spielen und anderseits

[1]) Nach Auskünften des Vereins deutscher Eisenhüttenleute vom 24. Juli 1927 und 9. August 1929.

zur „Handelsgüte" (St 00), für die zwar keine Abnahme vorgeschrieben ist, die aber weder kalt- noch rotbrüchig sein darf. (Kaltbruch stammt vom Phosphorgehalt und tritt besonders bei stoßweiser Beanspruchung auf; Rotbruch ist eine Folge des Schwefelgehaltes und verursacht in der Rotglut des Eisens eine starke Brüchigkeit.)

Die Normen bemerken über St 37: „übliche Thomas- oder Siemens-Martin-Güte; schweißt nicht immer gut und zuverlässig". Hinsichtlich der überhaupt in Frage kommenden Herstellungsarten sind bekanntlich Thomas- und Siemensverfahren die üblichen, und hinsichtlich der Schweißbarkeit beachte man als Grundsätzliches: Reines, weiches Eisen ist in der Weißglühhitze besonders gut schweißbar. Mit zunehmendem Kohlenstoffgehalt nimmt die Schweißbarkeit allmählich ab; doch kann Stahl mit bis etwa 0,7 % Kohlenstoff im Feuer geschweißt werden, sofern der Siliziumgehalt nicht zu groß ist. Auch höherer Mangangehalt steht dem guten Gelingen des Schweißens entgegen. Schwefel und Phosphor beeinflussen dagegen die Schweißbarkeit nur in geringem Grade, wenn sie in so kleinen Mengen auftreten, wie sie mit Rücksicht auf die Festigkeitseigenschaften im Eisen überhaupt zulässig sind.

Für einen normalen St 37 kann man 0,10 bis 0,16 % Kohlenstoff, 0,45 bis 0,60 % Mangan und höchstens je 0,05 % Phosphor und Schwefel annehmen.

V. Warum fordert man „hochwertige Baustähle"?

Hauptsächlich der Brückenbau steht mitunter vor Aufgaben, die mit einem Stahl wie St 37 kaum zu lösen sind. Die Eigengewichte wachsen nicht im Verhältnis zu den Stützweiten, sondern viel ungünstiger bis zu einer Grenze, wo außer dem Eigengewicht andere Lasten nicht mehr getragen werden können. Mit einem Stahl, der 50 % höhere Beanspruchungen zuläßt, könnte theoretisch z. B. eine Brücke als frei aufliegender Träger etwa bis zu 500 m anstatt bis etwa 300 m Stützweite ausgeführt werden. Solche Stähle hat die Hütten- und Walzwerkindustrie in den letzten Jahren geschaffen, nachdem in Deutschland hauptsächlich die Reichsbahn dazu die Anregung gab. Das Problem, mit welchem Stahl das gleichzeitige Maximum an Kosten- und Gewichtsersparnis erzielt werden könnte, bildete dann die noch heute in regem Fluß befindliche „Baustahlfrage". Auch mancherlei konstruktive Einzelheiten spielen dabei eine Rolle, wie z. B. die mitunter unzulässig hohen Nebenspannungen bei schweren Profilen, bei zu großen Knotenblechen u. dgl.

Zur Forderung hochwertiger Baustähle gesellte sich die immer stärkere Betonung der Streckgrenze (σ_S) als Gütemaßstab bei der Abnahmeprüfung. Nach Din 1611 beträgt die Streckgrenze im allgemeinen etwa 55 % der Bruchspannung (σ_B). Der Wert der Beurteilung nach der Streckgrenze ist zwar umstritten[2]), aber sie erscheint schon deshalb einleuchtend, weil die Werkstoffe innerhalb des elastischen Gebietes beansprucht werden und so die Heranziehung der wirklichen Spannungsgrenze näher liegt, als die Betrachtung der ganz außerhalb der praktischen Beanspruchung liegenden Zerreißfestigkeit.

VI. Wie gestaltete sich die anfängliche Entwicklung der „hochwertigen Baustähle"?

Verschiedene Länder sind an der ersten Entwicklung beteiligt. Zu den Versuchen mit Stählen — die als fehlgeschlagen zu bezeichnen sind, da sich der Werkstoff als zu spröde erwies und Neigung zu Brüchen zeigte — gehören z. B. 1874: Mississippi-Brücke aus Chromstahl bei St. Louis, 1874: Stahl-Straßenbrücke bei Budapest, 1881: mehrere österreichische stählerne Brücken, 1902: Bauten mit nickellegierten Stählen in Amerika.

In den darauffolgenden Jahren wurde in Deutschland ein Sonderstahl für den Schiffbau (heutiger St 42) auch im Brückenbau versuchsweise verwendet. Ferner kam ein Nickelstahl vorübergehend zur Einführung. Dies geschah z. B. bei Brückenbauten der Eisenbahndirektionen Essen und Altona, der Kettenhängebrücke in Köln (Nickel und Chrom) und bei der Hindenburgbrücke in Berlin (schwachgenickelter Stahl). Immer mehr aber kam man vorläufig von der Verwendung teurer Legierungsbestandteile wieder ab, auch in Amerika, wo u. a. während des Krieges aus wirtschaftlichen Rücksichten aus kubanischen Erzen ein natürlicher Chromnickelstahl erschmolzen wurde („Mayari-Stahl").

Der am nächsten liegende Weg war die Erhöhung von Zugfestigkeit und Streckgrenze durch Erhöhung des Kohlenstoffgehaltes. Man muß sich darüber im klaren sein, daß die Möglichkeiten, hohe Streckgrenzen unter Beachtung der sonst noch maßgebenden Gesichtspunkte zu erreichen, recht gering sind. Die „Vergütung" (d. h. Abschrecken und Anlassen) eines normalen Stahles ist zwar ein bekannter Weg; sie kann aber wegen der Kosten und der Schwierigkeit, größere Teile zu durchhärten, praktisch kaum in Frage kommen. So blieb es vorläufig beim Höherkohlen: In Deutschland und Österreich finden wir schon um 1912 einen derartigen unlegierten Kohlenstoffstahl mit 44 bis 51 kg/mm² Zugfestigkeit und der hohen Streckgrenze von 30 kg/mm², der beispielsweise bei einer Brücke bei Hochdonn (Kaiser-Wilhelm-Kanal) zur Anwendung gekommen ist. Im Jahre 1915 treten solche Stähle auch in Amerika auf mit 46 bis 54 kg/mm² Zugfestigkeit und 27 kg/mm² Streckgrenze.

VII. Wann und wie erfolgte die allgemeine Einführung der hochwertigen Stähle?

Die Jahre 1923 und 1924 brachten den deutlichen Umschwung, hauptsächlich veranlaßt dadurch, daß die Reichsbahn sich zu den Brückenverstärkungen infolge der angewachsenen Verkehrslasten gezwungen sah. Dem Gebot der wirtschaftlichen Lage gehorchend, verzichtete zunächst die Hüttenindustrie auf teure Zusätze und suchte den Anschluß an die Vorkriegserfahrungen mit den hochgekohlten Stählen. Der zuerst in größerem Maßstabe eingeführte Werkstoff dieser Art erhielt die Bezeichnung **„St 48"** und ist bis auf etwa 0,25 bis 0,30 % gekohlt, während St 37 nur etwa die Hälfte dieser Kohlenstoffmenge enthält. Er kam bald, hauptsächlich in Gestalt einer größeren Anzahl von Reichsbahnbrücken, aber auch im Hochbau (z. B. Messehallen Leipzig, Flugzeughalle Hamburg, Bahnhofshalle Königsberg) zur Anwendung.

Im Jahre 1926 kam ein weiterer hochwertiger Baustahl zur Einführung, der **„St Si"**, bei dem durch Zusatz von etwa 1 % Silizium eine noch höhere Streckgrenze (36 gegenüber 29 kg/mm² beim St 48) erzielt wurde. Normalerweise enthält er neben dem 0,8 bis 1,2 % Silizium noch 0,12 bis 0,20 % Kohlenstoff, 0,8 bis 1,10 % Mangan und höchstens je 0,05 % an Schwefel und Phosphor.

Stähle ähnlicher Art waren übrigens schon in Amerika im Jahre 1915 im Brückenbau zur Anwendung gekommen, und zwar unter der Bezeichnung „High-Silicon-Steel", der eine Streckgrenze von mindestens 31,5 kg/mm² und eine Zugfestigkeit von 56 bis 66 kg/mm² aufwies. Dieser amerikanische Si-Stahl ist im Gegensatz zum deutschen hochgekohlt (bis 0,4 % C) und steht tief im Si-Gehalt (bis 0,18 % Si).

In den praktischen Ausführungen mit St Si steht wiederum die Deutsche Reichsbahn mit ihren Brückenbauten im Vordergrund. Aber auch im Ausland (z. B. Schweiz, Elsaß-Lothringen, Rußland, China) sind mit solchen Stählen namhafte Bauten ausgeführt worden. Die Überlegenheit des Si-Stahles geht z. B. aus folgenden Beispielen hervor:

1. Eine ausgeführte zweigleisige Oderbrücke, die eine Spannweite von 84 m besitzt, hätte bei Ausführung in St 37 ein Gewicht von 700 t gehabt, bei Ausführung in Si-Stahl ergab sich ein Gewicht von 512 t, was eine Materialersparnis von 27 % ergibt.
2. Eine Brücke von 150 m Spannweite, deren Hauptträgersystem aus einem Sichelbogen mit doppeltem Zugband besteht, wiegt in St 48 etwa 2300 t, in Si-Stahl dagegen nur etwa 2000 t, was einer Ersparnis von 11 % gegenüber St 48 gleichkommt.

Beide Stahlarten, sowohl der St 48 als auch der St Si, ließen sich, wenn auch nach Überwindung anfänglicher Schwierigkeiten, nach den üblichen Herstellungsverfahren erzeugen.

VIII. Welche Vorschriften regeln die Anwendung der hochwertigen Baustähle?

Hierfür bestehen seitens der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft:

1. Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus Baustahl St 48 (Druckschrift 91 915).
2. Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus Siliziumstahl (St Si) (Druckschrift 91 936).
3. Vorläufige besondere Bedingungen für die Lieferung von Siliziumstahl (Druckschrift 91 954).

Den Konstrukteur gehen besonders folgende Gesichtspunkte an:

a) Für St 48.

Die zulässigen Spannungen können um 30 % höher gewählt werden als für den Flußstahl St 37.

Als Abnahmebedingung wird eine Spannung an der Streckgrenze von $\sigma_S = 29$ kg/mm² verlangt. Die Bruchspannung (σ_B) muß zwischen den Grenzen 48 und 58 kg/mm² liegen.

Die Bruchdehnung soll mindestens 18 % betragen (längs der Walzrichtung, am langen Proportionalmaßstab). Die Scherfestigkeit muß mindestens 29 kg/mm² betragen. Für die Kennzeichnung und Lagerung sind eine Reihe von Vorschriften zu beachten, z. B. sollen die Stab- und Formeisen einen Stempel „St 48" und einen durchgehenden Farbstreifen aus weißer Ölfarbe erhalten.

Nietsetzköpfe tragen ein erhabenes „H".

Zur Vermeidung von Verwechslungen ist strenge Trennung von anderen Baustoffen beim Lagern und Versenden durchzuführen.

b) Für St Si.

Die zulässigen Spannungen können um 50 % höher gewählt werden als für den Flußstahl St 37.

Als Abnahmebedingung wird eine Spannung an der Streckgrenze von $\sigma_S = 36$ kg/mm² verlangt.

Die Bruchspannung muß mindestens 48 kg/mm² betragen.

Die Bruchdehnung soll mindestens 20 % betragen.

Die Scherfestigkeit muß zwischen den Grenzen 36 und 48 kg/mm² liegen.

[2]) Vgl. Zeitschrift V. D. I. 1928, S. 1226, 1625 u. 1859.

Für die Kennzeichnung und Lagerung ist zu beachten, daß jedes Stab- und Formeisen einen Stempel „Si“ und einen durchgehenden Farbstreifen aus silberglänzender Aluminiumfarbe erhält.

Nietsetzköpfe tragen ein erhabenes „Si“.

Zur Vermeidung von Verwechslungen ist strenge Trennung von anderen Baustoffen beim Lagern und Versenden durchzuführen.

IX. Welche Mängel ließen die Baustahlfrage bisher nicht zur Ruhe kommen?

Die Erhöhung von Zugfestigkeit und (nicht in demselben Maße) der Streckgrenze durch Erhöhung des Kohlenstoffgehaltes — der beim St 48 beschrittene Weg — hat den Nachteil, daß bei einer weiteren Steigerung der Streckgrenze die Zähigkeit in unzulässiger Weise abnimmt. (Die Beurteilung der Zähigkeit erfolgt in der Hauptsache nach der Dehnung; mit zunehmender Festigkeit nimmt die Dehnbarkeit ab.) Auch treten beim St 48 leicht Härtungserscheinungen auf, und Ungleichmäßigkeiten in der Form von Seigerungen äußern sich erheblich nachteiliger als bei Stählen mit geringem Kohlenstoffgehalt.

Der Siliziumbaustahl stellt ohne Zweifel einen Schritt vorwärts dar, da er infolge seines geringeren Kohlenstoffgehaltes eine gute Zähigkeit aufweist. Der Siliziumbaustahl zeigt aber anderseits Nachteile, die insbesondere als Schwierigkeiten in der Erzeugung und Auswalzung bekannt wurden. Auch für die elektrische Schweißung ist der St Si nicht so gut geeignet.

Bei der Entwicklung der Hochbaustähle waren ferner die höheren Anforderungen zu berücksichtigen, die neuerdings von der Reichsbahn hinsichtlich des Korrosionswiderstandes und der Schweißbarkeit gestellt werden. Unter Korrosionswiderstand ist natürlich in erster Linie die möglichst große Widerstandsfähigkeit gegen Rostangriff gemeint („schwerrostende Stähle“). Da bei Ausführung eines Bauwerks in hochwertigem Baustahl statt in St 37 die Konstruktionsteile naturgemäß schwächer bemessen werden, ist für die hochwertigen Baustähle eine höhere Rostsicherheit begründet. Anderseits fehlt es aber nicht an Stimmen, die die mehr oder weniger große Neigung zum Rosten nicht so sehr als Maßstab der Wertigkeit in den Vordergrund gerückt sehen möchten. Amerikanische Zahlen über den Verlust an Stahl durch Rost dürfen hier — so führt man aus — nicht schrecken, denn in dem weiten Lande drüben ist es nicht immer mit planmäßigem Rostschutz am besten bestellt. In Deutschland sind wohl solche Fälle wirtschaftlicher Verschwendung auf Ausnahmen beschränkt geblieben, z. B. dort, wo Unterhaltungswagen fehlten oder wo Zierarbeiten die Pflege erschwerten. Fälle, wo Brücken nach sechs bis acht Jahrzehnten einwandfreien Zustand aufwiesen, sind häufig.

Anders liegt natürlich die Frage bei nicht anstrichfähigen Teilen, wie Schienen und Schwellen, hauptsächlich unter den atmosphärischen Zerstörungseinflüssen in Großstädten und Industriegebieten. Hier wird immer die Forderung von Stählen mit erhöhter Rostsicherheit in vollem Maße berechtigt sein.

Auch ein Mangel allgemeiner Natur verdient Erwähnung: die Unmöglichkeit, bei hochwertigen Stählen ein höheres Elastizitätsmaß als das übliche $E = 2\,100\,000$ kg/cm² zu erreichen, d. h. Träger mit gleicher Nutzhöhe aus hochwertigem Stahl werden sich mehr durchbiegen als solche aus St 37.

X. Welches sind die letzten Leistungen der Stahlerzeuger?

Man erkennt nun bereits schon deutlicher, daß die Aufgabe für die Stahlerzeuger keine einfache ist. Sie lautet: Es ist ein Stahl zu erzeugen

a) mit hoher Streckgrenze,
b) mit einer Bruchspannung innerhalb bestimmter Grenzen, damit der Werkstoff nicht zu hart und die Bearbeitung nicht zu schwierig wird,
c) mit guter Zähigkeit,
d) mit hoher Widerstandsfähigkeit gegen Rost,
e) mit guter Schweißbarkeit,
f) mit solchen Lieferzeiten, daß auch dem Hochbau die rechtzeitige Beschaffung möglich ist,
g) zu tragbaren Preisen.

Zum letzgenannten Punkt wäre hinzuzufügen, daß die Kostenersparnis mit der Gewichtsverminderung nicht gleichen Schritt hält. Die hochwertigen Stähle sind mit einem Aufpreis behaftet (etwa 20 bis 70 R.-M. je Tonne), erfordern mehr Löhne für die Werkstattbearbeitung, und die Gerüstkosten sind fast die auch sonst üblichen. Die Vorteile der hochwertigen Stähle werden demnach zu einem guten Teil aufgezehrt. Im ganzen betrachtet, erscheinen aber die endgültigen Kostenersparnisse dennoch beachtenswert[3]). Sie betrugen z. B. für den St Si:

im Vergleich zu St 37 (bei Stützweiten von 50 bis 200 m) 15 bis 25 %,
im Vergleich zu St 48 (bei Stützweiten von 50 bis 200 m) 10 bis 18 %.

Die weiteren Fortschritte auf dem Gebiete der Baustahlfrage führen in die Gegenwart und finden darin ihren Ausdruck, daß sich mehrere neue Stahlarten auf dem Markt befinden. In der Hauptsache handelt es sich um

a) die hochwertigen Baustähle der Vereinigten Stahlwerke, A.-G., Dortmunder Union, Dortmund („Unionbaustahl“ I und II), die etwa 0,17 % Kohlenstoff besitzen und mit geringen Mengen Kupfer (0,5 bis 0,8 %) und Chrom (0,4 %) legiert sind bei geringem Siliziumgehalt (0,25 %);
b) den hochwertigen Baustahl der Mitteldeutschen Stahlwerke, Aktiengesellschaft, Riesa a. d. E., einen ebenfalls niedrig gekohlten Stahl, der als Siliziumstahl (0,5 bis 0,6 % Si) mit Mangan (1,00 bis 1,30 %) und Kupfer (0,5 bis 0,6 %) anzusprechen ist;
c) den hochwertigen Baustahl der Fried. Krupp Akt.-Ges. Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen (Niederrhein) mit Mangan und Kupfergehalt;
d) den hochwertigen Baustahl der Gutehoffnungshütte Oberhausen Aktiengesellschaft, Oberhausen (Rheinland). Es wird für ihn als ungefähre Zusammensetzung angegeben: Kohlenstoff 0,15 bis 0,25 %, Mangan 0,8 bis 1,4 %, Silizium 0,4 bis 0,7 %, Molybdän bis 0,3 %, Kupfer 0,3 bis 0,6 %.

Es gibt demnach mehrere Baustähle, welche gleiche Ziele auf verschiedenen Wegen anstreben. Die Verteuerung durch Zusätze von Kupfer und Chrom hofft man durch Verringerung der Ausschußmengen wettzumachen. Von anderen Zusätzen kommt vielleicht noch das Molybdän in Frage; es sollen Versuche mit einem Kupfer-Molybdän-Stahl im Gange sein.

Hochwertige Baustähle haben schon häufig Anwendung gefunden, so z. B. bei den Rheinbrücken Köln-Mülheim und Düsseldorf-Neuß; ferner bei einer Drehbrücke in Bremerhaven.

Für Stähle dieser Art ist seit Juni 1929 die Bezeichnung St 52 seitens der Reichsbahn-Gesellschaft vorgeschrieben. Eine bestimmte chemische Zusammensetzung (abgesehen vom Kohlenstoffgehalt, der 0,2 % oder 0,25 % nicht überschreiten soll) wird damit nicht vorgeschrieben; es bleibt den Hüttenwerken überlassen, einen Stahl anzubieten, der diesen Vorschriften genügt.

XI. Wodurch ist der neue Baustahl St 52 gekennzeichnet?

Die „Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Stahlbauwerken aus Baustahl St 52“ (Druckschrift 91 996) bringen die Einzelheiten. Sie bestimmen u. a. folgendes:

Die zulässigen Spannungen können für den Baustahl St 52 um 50 % höher gewählt werden als für Flußstahl St 37. Beispielsweise ist für die Haupt- und Fahrbahnträger bei Belastung durch die Hauptkräfte bei neuen Brücken die zulässige Zug- und Biegungsspannung

$$\sigma_{zul} = 1400 + 0{,}5 \cdot 1400 = 2100 \text{ kg/cm}^2.$$

Wegen der hohen zulässigen Spannungen muß Baustahl St 52 besonders sorgfältig abgenommen werden.

Der Baustahl St 52 muß sich für Schmelzschweißung eignen. (Schweißversuche mit Baustahl St 52 sind durchgeführt worden und zeitigten gute Ergebnisse. Bei Zugversuchen wurden mindestens 85 % der ursprünglichen Zugfestigkeit erreicht.) St 52 soll möglichst widerstandsfähig gegen Rostangriffe sein.

Als Spannung an der Streckgrenze (σ_S) wird bei Dicken bis einschließlich 18 mm $\sigma_S = 36$ kg/cm², bei größeren Dicken $\sigma_S = 35$ kg/mm² verlangt.

Die Bruchspannung (σ_B) muß bei Dicken bis einschließlich 18 mm 52 bis 62 kg/mm², bei größeren Dicken 52 bis 64 kg/mm² betragen. Bei Rundeisen und kleineren Profilen (mit Dicken $\leqq 7$ mm) wird 50 kg/mm² nicht beanstandet.

Die Bruchdehnung muß beim langen Proportionalstab mindestens 20 % längs der Walzrichtung betragen.

Die Scherfestigkeit muß zwischen den Grenzen 36 und 48 kg/mm² liegen.

Auch für den Baustahl St 52 ist ein Elastizitätsmaß von 2 100 000 kg/cm² anzunehmen.

Um Verwechslungen vorzubeugen, ist Baustahl St 52 in bestimmter Weise zu kennzeichnen, z. B.:

Jedes Stab- und Formeisen erhält nach dem Warmsägeschnitt einen Stempel „St 52“ und nach dem Erkalten einen durchgehenden Farbstreifen aus silberglänzender Aluminiumfarbe. Bleche erhalten im warmen Zustande einen Stempel „St 52“ und nach dem Erkalten im Abstande von rd. 1 m Farbenkreise aus silberglänzender Aluminiumfarbe mit Inschrift „St 52“. Werden von so bezeichneten Stab- und Formeisen oder Blechen Teile abgetrennt, so müssen sofort auch die Einzelteile mit den vorgeschriebenen Bezeichnungen versehen werden. Die Setzköpfe der Niete aus Baustahl St 52 sind abzuflachen. Auf die Abflachung ist ein erhabenes „52“ zu setzen. Die Abnahmeplätze für Werkstoffe aus Baustahl St 52 müssen von denen für andere Werkstoffe sorgfältig und übersichtlich getrennt gehalten werden und auch äußerlich als Lagerstellen für Baustahl St 52 gekennzeichnet sein. Der Baustahl St 52 ist streng getrennt von anderen Werkstoffen zu verladen.

Bei Stahlbauwerken aus Baustahl St 52 können nichttragende und untergeordnete Bauteile, wie z. B. Geländer, aus wirtschaftlichen Gründen aus Flußstahl St 37 gefertigt werden.

[3]) Nach Bohny: 2. intern. Tagung für Brückenbau und Hochbau in Wien, September 1928.

Anhang.

Schrifttum zur Baustahlfrage (ohne Anspruch auf Vollständigkeit).

Die Bautechnik 1924, Heft 28, S. 421 (Bohny, „Die Verwendung hochwertiger Stähle bei eisernen Brücken und Hochbauten"). — 1924, Heft 43, S. 490 (Pieper, „LHL-Hochbaustahl"). — 1924, Heft 46, S. 529, (Bohny, „Hochwertiger Baustahl"). — 1925, Heft 45, S. 631. — 1926, Heft 16, S. 235 („Über eine neue Stahlsorte"). — 1926, Heft 17, S. 237 (Schaper, „F-Stahl"). — 1926, Heft 47 u. 48. — 1927, Heft 11, S. 140. — 1927, Heft 22, S. 311 (Leo, „Die neue Flugzeughalle in Hamburg-Fuhlsbüttel"). — 1927, Heft 34, S. 477 (Bohny, „Baustahl mit Kupferzusatz"). — 1927, Heft 38 (Schellewald, „Die Rationalisierung im Eisenbau"). — 1928, Heft 1 („Brückenbau und Ingenieurhochbau der Reichsbahn 1927"). — 1928, S. 84 (Wendt, „Rationalisierung im Eisenbau unter besonderer Berücksichtigung des Baues von Abraum-Förderbrücken"). — 1928, Heft 7/8 („Nietverbindungen auch hochwertiger Stähle"). — 1928, Heft 22 („Schweizer Brücke in Si-Stahl"). — 1928, Heft 22, S. 292/93. — 1928, Heft 45, S. 680 ff. (Lewerenz, „Die neue Bahnsteighalle in Königsberg"). — 1928, Heft 48, S. 713 (Schaper, „Lebensdauer und Unterhaltungsaufwand von eisernen Überbauten"). — 1928, Heft 49, S. 722 (Bohny, „2. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien, September 1928"). — 1928, Heft 54, S. 771 (Roloff, „Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Oder bei Oppeln"). — 1929, Heft 1, S. 4 (Schaper, „Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1928"), S. 20 („Beteiligung deutscher Firmen am Brückenbau über den Kleinen Belt"). — 1929, Heft 1. — 1929, Heft 7 (Roloff, „Zur Frage des Baustahles in Deutschland"). — 1929, Heft 7 (Buchholtz, „Der Union-Baustahl, ein neuer hochwertiger Baustahl"). — 1929, Heft 14 (Schellewald, „Die Einführung hochwertigen Stahles im Bauwesen").

Bauingenieur 1924, S. 630 (Gehler, „Einige Leitsätze über das Wesen und die Bedeutung des hochwertigen Baustahls St 48"). — 1924, S. 714 (Kulka, „Einiges über die Verwendung des hochwertigen Baustahls"). — 1925, Heft 28 u. 29, Sonderdruck (Kommerell, „Ein Jahr hochwertiger Baustahl St 48"). — 1927, Nr. 8 („Augenblicklicher Stand der Werkstoffrage für den deutschen Eisenbau"). — 1828, Nr. 18 („Herstellung und Aussichten des Si-Stahles"). — 1928, Heft 48, S. 882.

Stahl und Eisen 1926, Heft 46, S. 493 („Die Eigenschaften hochsiliziumhaltigen Baustahls"). — 1926, Nr. 52 (Daeves). — 1928, Nr. 25 („Herstellung und Eigenschaften des Si-Stahles"). — 1928, Heft 40 (Schulz, „Praktische Korrosionsforschung"). — 1928, Heft 46 („Der Si-Stahl und die deutsche Eisenindustrie"). — 1928, Heft 48, S. 817 bis 822. — 1928, S. 849 ff. (Schulz, „Zur Fortentwicklung des hochwertigen Baustahles").

Der Stahlbau 1928, Heft 1 (Hertwig, „Die Messehalle VII in Leipzig"). — 1928, Heft 1, S. 6 (Kulka, „Die Streckgrenze als Berechnungsgrundlage für Konstrukteure"). — 1928, Heft 3 (Hoenig, „Eine moderne Kraftwagenhalle in St 48"). — 1928, Heft 4, S. 47 („Die Verwendung hochwertiger Baustähle"). — 1928, Heft 9 (Scharnow, „Die Abraum-Förderbrücke der Grube Hansa und Prinzessin Victoria").

V. D. I.-Zeitschrift 1928, Nr. 26 („Entwicklung des hochwertigen Baustahles").

Zentralblatt der Bauverwaltung 1928, Heft 48, S. 782.

Metallbörse 1928 v. 1. 12. („Zur Frage der hochwertigen Baustähle").

Le Génie Civil, Jahrgang 1929, Heft 5.

Die Reichsbahn 1928, S. 763 (Weidmann, „Amerikanische Brücken und Ingenieurhochbauten") (vgl. auch Die Bautechnik 1928, Heft 45).

„Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus Baustahl St 48" (Druckschrift 91 915).

„Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus Siliziumstahl (St Si)" (Druckschrift 91 936).

„Vorläufige besondere Bedingungen für die Lieferung von Siliziumstahl" (Druckschrift 91 954).

„Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Stahlbauwerken aus Baustahl St 52" (Druckschrift 91 996). (Bautechnik 1929, Heft 46.)

Technische Druckschrift Nr. 1, März 1929, Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmunder Union („Union Baustahl").

Deutsche Allgemeine Zeitung vom 15. September 1925 („Ein neuer deutscher Stahl"). — Vom 15. November 1928 („Ein neuer hochwertiger Stahl").

Alle Rechte vorbehalten.

Abbruch und Wiederverwendung von Drahtseilbahnstützen.

Freimontage einer 62 m hohen Umkehrstation.

Von Oberingenieur **W. Gerstner**, Gispersleben.

Im Februar 1929 wurde seitens der KIAG (Kali-Industrie AG., Kassel) der Firma Ernst Pfeffer, Gispersleben, die Aufgabe gestellt, eine mehrere Kilometer lange Drahtseilbahn im Bernburger Kaligebiet abzubrechen und die so gewonnenen Seilbahnstützen umzuarbeiten. Es galt nämlich, unter möglichst restloser Verwendung des Altmaterials die in der Ebene abgebrochene Anlage in dem gebirgigen Gelände der Sondershäuser Kaliwerke der KIAG wieder aufzustellen.

Da Eile unter allen Umständen geboten war und die alte Anlage im Überschwemmungsgebiet der Saale stand, mußte die Frostperiode ausgenutzt werden, zumal der befürchtete Eisgang der Saale den Abbruch mindestens gefährdet und die Abfuhr vielleicht unmöglich gemacht hätte. Daß aber Temperaturstürze bis zu —34° während der Abbrucharbeiten eintreten würden — wie es der Fall gewesen ist —, war bei Übernahme des Auftrages nicht zu erwarten. Trotzdem wurden die Arbeiten ohne Unterbrechung und ohne Unfall durchgeführt.

Die Stahlstützen wurden im ganzen umgelegt unter Zuhilfenahme von Spezial-Montagemasten. Verkürzungen der Stützen wurden vor dem Entnieten vorgenommen, während die Verlängerungen und neuen Fußkonstruktionen für die verkürzten Stützen während der Abwicklung der Demontage im Bernburger Gebiete vom Konstruktionsbüro ausgearbeitet und unmittelbar zur neuen Verwendungstelle im Sondershäuser Gebiet zum Versand kamen. Sämtliche Stützen erhielten außerdem neue Köpfe. Nach glatt verlaufenem Zusammenbau in Sondershausen wurden die Stützen wiederum im ganzen gezogen.

Abb. 1 u. 2 zeigen das Aufstellen einer 36 m hohen Stütze mit



Abb. 1.



Abb. 2.

Aufstellen einer 36 m hohen Stütze.

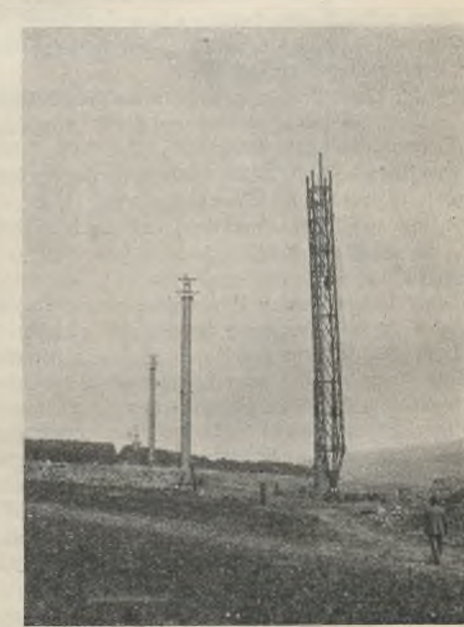


Abb. 4.
Aufgestellte Umkehrstation.

eigens hierzu konstruierter Kippvorrichtung und unter Verwendung von Schwenkmasten.

Neu hinzu kamen für die Sondershäuser Anlage u. a. die Errichtung eines Stahlturmes von etwa 62 m Höhe für die Umkehrstation. Der Turm hat bis unterhalb des Kopfes einen Querschnitt von 2,1 × 2,1 m im System und läuft am Fuße in ein Gelenk aus. Der etwa 14 m lange und etwa 8 m breite Kopf sitzt einseitig auf dem Turm. Die Montage dieser Umkehrstation erfolgte ohne Zuhilfenahme eines Gerüstes als Freimontage; bis zu einer Höhe von etwa 36 m wurde der Turm nach Abb. 3 um sein Gelenk gekippt. Von hier aus wurden die einzelnen Wände mittels kleiner Maste montiert, die lediglich an den Eckpfosten des Turmes befestigt wurden und je nach Fortgang der Montage nach oben wanderten.

Abb. 4 zeigt den Montagevorgang nach dem Kippen, während Abb. 5 die fertig montierte Umkehrstation darstellt.

Zum Schutz gegen die Einwirkungen des Kalirückstandes wird die Umkehrstation mit einer Holzschalung verkleidet. Diese Arbeiten zeigt namentlich Abb. 5; fertig verschalte Stützen sind im Hintergrund der Abb. 4 erkennbar.

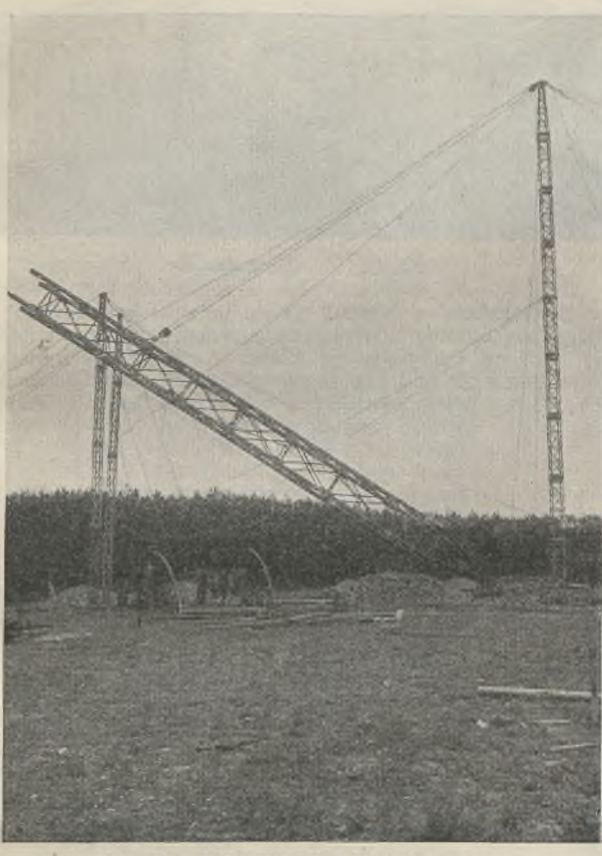


Abb. 3. Aufstellen der Umkehrstation.

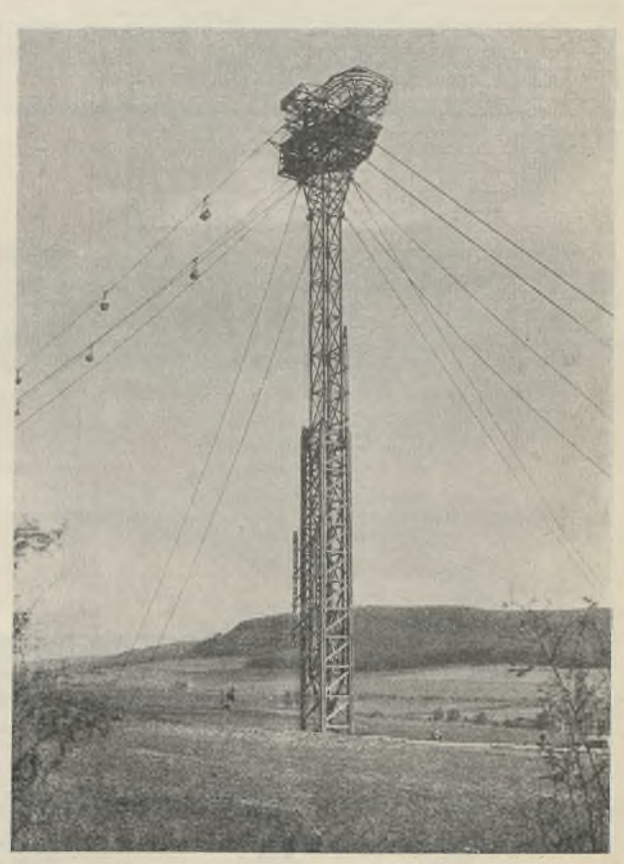


Abb. 5. Umkehrstation in Betrieb.

Vorstehende Erläuterungen zeigen die vielseitige Verwendung der Stahlkonstruktionen und ihre Wiederverwendbarkeit bei Umbauten auch unter den schwierigsten Witterungseinflüssen.

Verschiedenes.

Umbau der Walzwerkshallen der Mannesmannröhren-Werke in Düsseldorf-Rath ohne Betriebsstörung. Es handelt sich hierbei um einen derart durchgreifenden Umbau, daß von der ursprünglichen Anlage zum Schluß nur die ohne jede Einschränkung dauernd arbeitenden Betriebseinrichtungen stehenblieben. Die gestellte Aufgabe lautete: Der in seinen Baulichkeiten veraltete und neuzeitlicher Transporteinrichtungen ermangelnde Teil des Walzwerks ist ohne Betriebsstörung so umzubauen, daß eine in jeder Hinsicht moderne Anlage entsteht. Eine solche Aufgabe zu lösen, ist an sich nicht leicht; sie aber so zu lösen, daß weder an der Gesamtanordnung des Bauwerks noch an seinen Einzelheiten zu erkennen ist, daß es sich um einen ohne Betriebsstörung, d. h. unter den schwierigsten Verhältnissen durchgeführten Umbau handelt und daß das fertiggestellte Bauwerk einem Neubau von Grund auf gleichwertig ist, das macht erst die Ingenieurleistung aus. Eine solche hat die Hein, Lehmann & Co. Akt.-Ges. in Düsseldorf mit dem nachstehend beschriebenen Umbau vollbracht.

Die neuerstandenen vier Hallen A, B, C und D, von denen die letzte nur eine kleine Lücke zwischen einem Hallenkomplex neueren Datums und den umzubauenden Hallen schließt (Abb. 1), sind nach den vier Kranlaufbahnen, die quer zum Gebäudefirst laufen, benannt. In Halle A und D laufen je zwei 10-t-Krane und in Halle B und C je ein 10-t- und ein 20-t-Kran. In der Hauptsache umfaßt der in das Bereich der Halle D fallende Umbau außer dem Einbau der die Lücke schließenden Überdachung die Verlängerung der Kranbahn und das Auswechseln der zwei Endstützen der bestehenden Halle. Im Anschluß an Halle C erfolgte das Abfangen der Endstützen durch den als Unterzug mitwirkenden Begleitträger des Kranträgers der Halle C. Während auf dieser Seite der Kranträger der Halle D nur um die fehlenden 9,05 m verlängert zu werden brauchte (Abb. 2), mußte er auf der anderen Seite auf die Länge von 28,05 m durch einen neuen ersetzt werden (Abb. 1). Das geschah durch den Einbau zweier als Fachwerkträger ausgebildeter Kranträger (auch die anstoßende Halle besitzt eine Kranbahn), zwischen denen der Dachstiel der abgeschnittenen Stütze sitzt.

Abb. 2. Querschnitt *c*—*d*.

Die drei Haupthallen A, B und C, deren Aufbau aus dem Längsschnitt Abb. 3 ersichtlich ist, sind durch eingespannte Stützen nach der einen und durch Kranträgerhalbportale (vgl. Querschnitt Abb. 2) nach der anderen Seite gegen Wind und die Bremskräfte der Krane steif gemacht. Die Umrisse der alten Konstruktion sind aus Abb. 2 schwach punktiert zu ersehen. In ihrer Lage fallen die neuen Stützen mit den alten zusammen; die alten Stützen sind durch die neuen, die aus I I 50 bestehen, ersetzt. Zum Ausbauen der alten und Einbauen der neuen Stützen wurde die

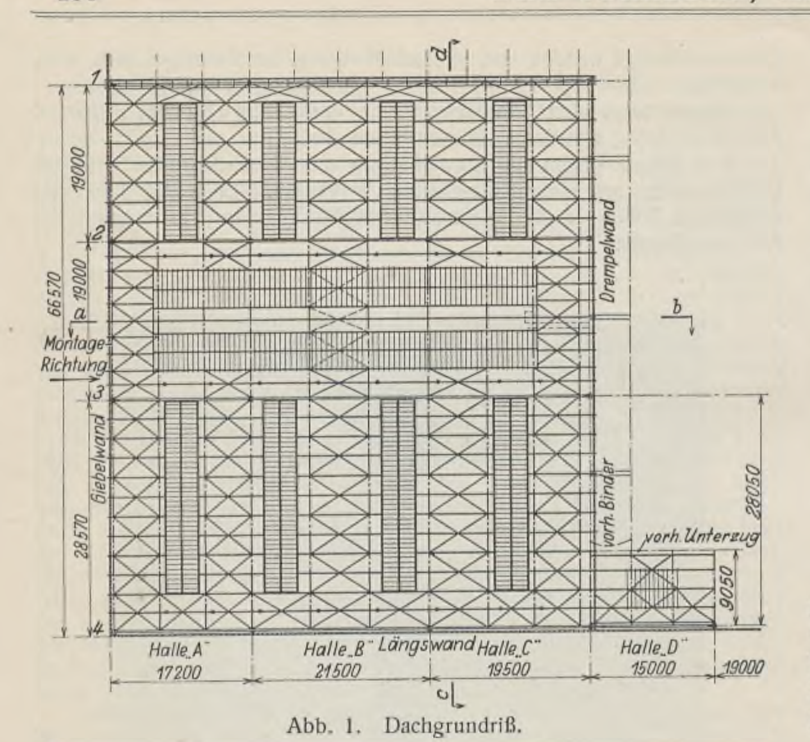


Abb. 1. Dachgrundriß.

Abb. 5. Montagezustand.

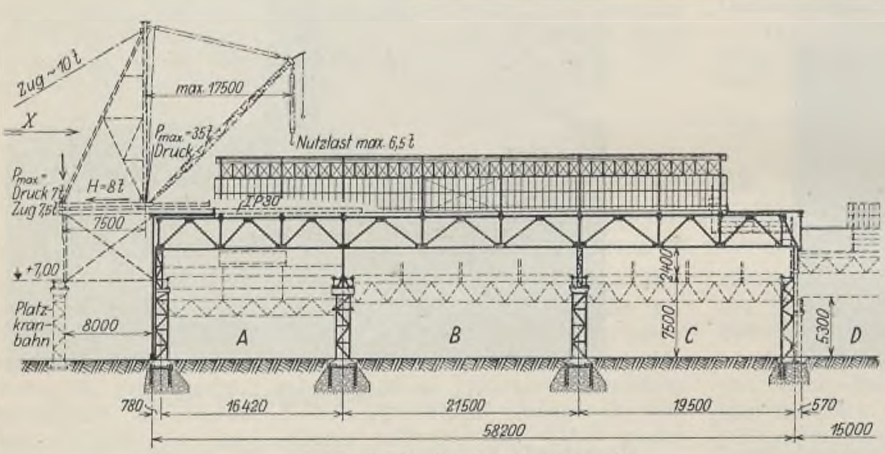


Abb. 3. Längsschnitt *a—b*.

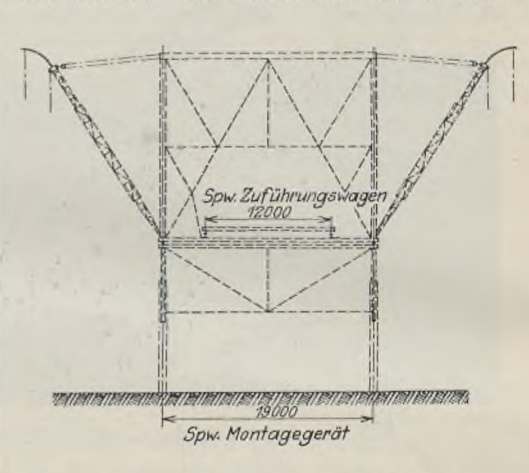


Abb. 4. Montagegerät Ansicht X.

alte Dachkonstruktion provisorisch abgestützt. Zum endgültigen Abfangen der alten Dächer wurde in die verlängerten Stützentraversen in Höhe der Kranträgerauflager eine Konstruktion zur Lagerung der alten Dachunterzüge eingenietet, die nach vollendetem Umbau und nach Abbruch der alten Dächer durch Abbrennen der Traversenverlängerungen entfernt wurde.

Der Montagevorgang war folgender: Am Giebel (Abb. 1 u. 3) wurde zunächst ein Mast mit einem Schwenker aufgestellt. Von diesem Mast aus wurde unter Zuhilfenahme der gestellten Stützen 2 und 3 und der gegenüberliegenden Stützen der bestehenden Hofkranbahn die Plattform für das aus Abb. 3 u. 5 ersichtliche Montagegerät und dieses selbst montiert. Die Laufbahn des Montagegeräts, die aus I P 30 mit aufgeschraubter Flachstahlschiene besteht, wurde entsprechend dem Fortschreiten der Montage von Stütze zu Stütze vorgebaut. Die Zuführung der einzubauenden Konstruktionsteile in das Greifbereich des Montagegeräts erfolgte durch einen besonderen Materialzuführungswagen, der durch die portalartig ausgebildeten Wände des Montagegeräts hindurchfahren kann (Abb. 4). Die Laufträger des Materialzuführungswagens innerhalb des Montagegeräts sind auf dessen Untergestell befestigt. Bei fortschreitender Montage, wenn das Montagegerät nach rechts fährt (Abb. 3), werden die erforderlichen Laufträger für den unmittelbar auf den Trägerflanschen laufenden Materialzuführungswagen zwischen Mast mit Schwenker und Montagegerät auf den Kragarmen der Seitenbinder (Oberlichttraufe) verlegt (Abb. 2 u. 4). Der Mast mit Schwenker hatte die einzubauenden Konstruktionsteile von einem besonderen, auf Hüttenflur laufenden Transportwagen abzuheben und sie auf den Materialzuführungswagen abzusetzen, der sie dem eigentlichen Montagegerät zuführte.

Wie aus der schwach punktierten Darstellung der Abb. 2 zu ersehen ist, ragen die unter den Seitendächern liegenden Laternen der Altkonstruktion in die Dachhaut der Neukonstruktion hinein. Diese Laternen wurden vor Beginn der Montage abgebrochen und die entstandenen Dachluken mit Brettern abgedeckt und mit Dachpappe gedichtet. Auch sonst waren einzelne Durchbrüche durch die mit Falzziegeln gedeckten alten Dächer nicht zu vermeiden, so vor allem zum Durchstecken der das alte Dach durchbrechenden Stützenaufsätze und zum Durchziehen der in Abb. 2 mit *a—b* kenntlich gemachten Untergurtstäbe der Seitenbinder. Zur Montage der nicht nur die Laternen, sondern auch die Dächer der alten Hallen durchbrechenden Seitenbinder wurde das aus Abb. 2 ersichtliche Montagegehänge benutzt. Es ermöglicht das Hochziehen und Absetzen des ganzen Binders ohne den gegenüberliegenden Untergurtstab *a—b*, der seitlich durch ein Loch in der alten Dacheindeckung durchgezogen und an den Binder, noch während er im Zuge hing, angeschlossen wurde. Da die Untergurte der Seitenbinder infolge der Belastung des

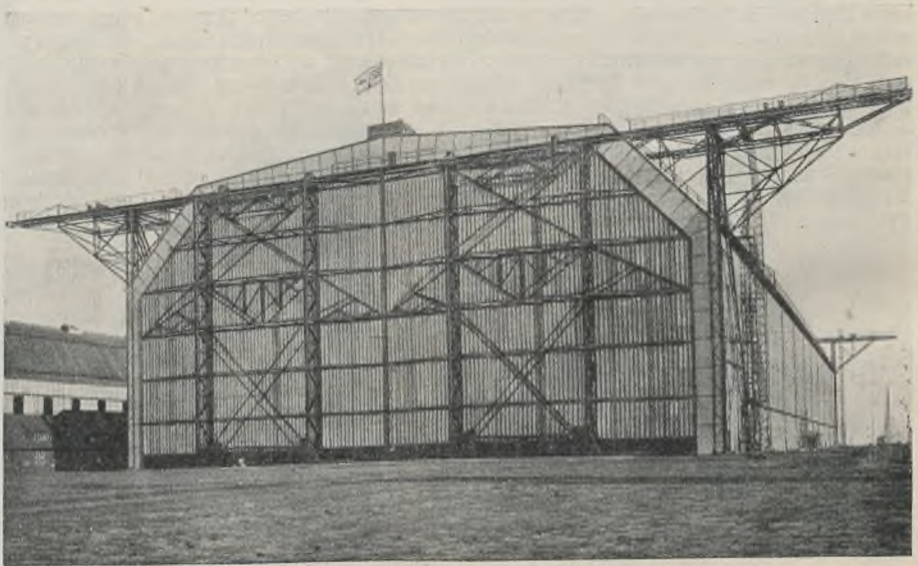


Abb. 4. Doppelluftschiffhalle Nordholz-Süd II.

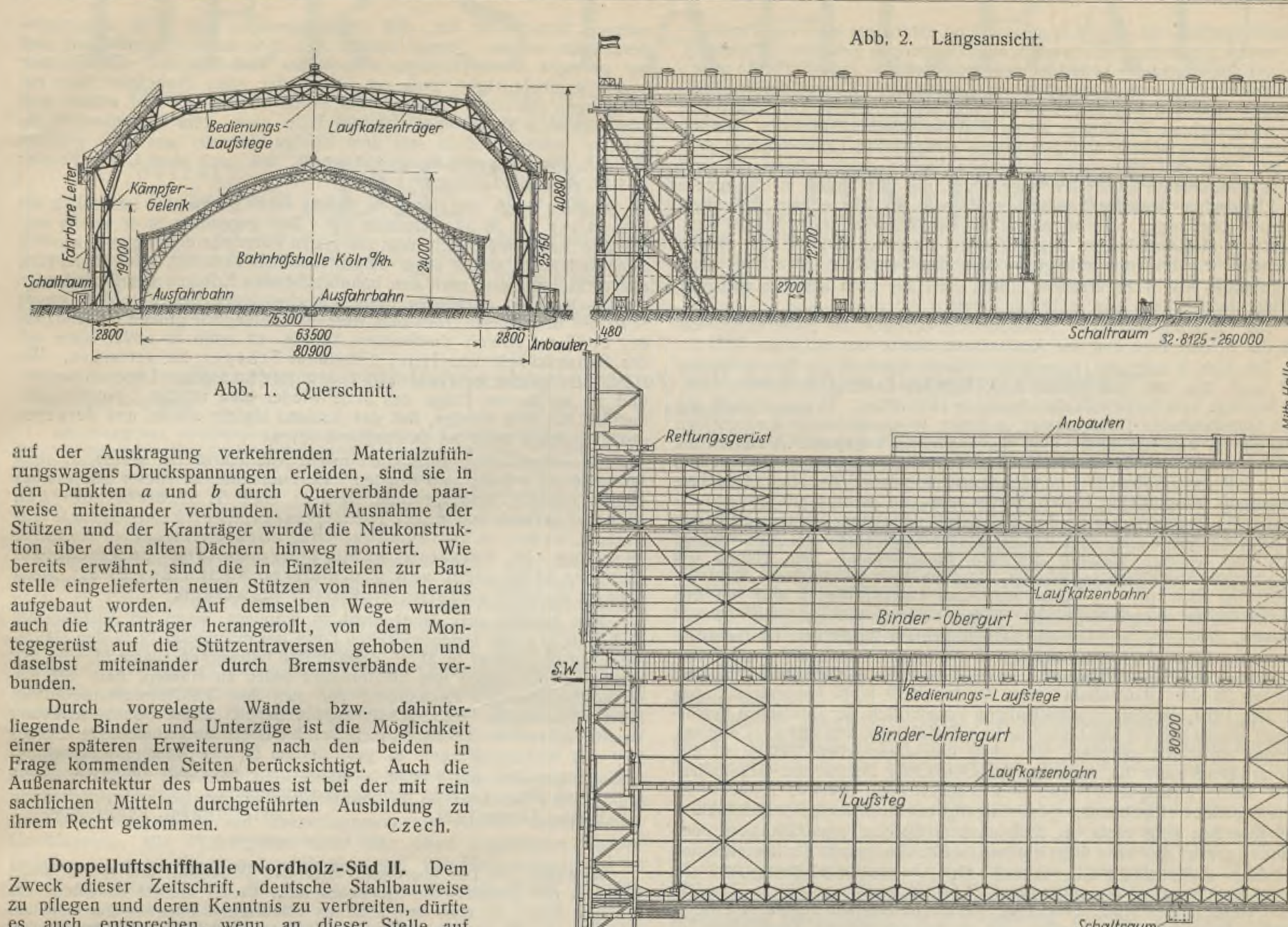


Abb. 1. Querschnitt.

Abb. 2. Längsansicht.

Abb. 3. Grundriß.

auf der Auskragung verkehrenden Materialzuführungswagens Druckspannungen erleiden, sind sie in den Punkten *a* und *b* durch Querverbände paarweise miteinander verbunden. Mit Ausnahme der Stützen und der Kranträger wurde die Neukonstruktion über den alten Dächern hinweg montiert. Wie bereits erwähnt, sind die in Einzelteilen zur Baustelle eingelieferten neuen Stützen von innen heraus aufgebaut worden. Auf demselben Wege wurden auch die Kranträger herangerollt, von dem Montagegerüst auf die Stützentraversen gehoben und daselbst miteinander durch Bremsverbände verbunden.

Durch vorgelegte Wände bzw. dahinterliegende Binder und Unterzüge ist die Möglichkeit einer späteren Erweiterung nach den beiden in Frage kommenden Seiten berücksichtigt. Auch die Außenarchitektur des Umbaues ist bei der mit rein sachlichen Mitteln durchgeführten Ausbildung zu ihrem Recht gekommen. Czech.

Doppelluftschiffhalle Nordholz-Süd II. Dem Zweck dieser Zeitschrift, deutsche Stahlbauweise zu pflegen und deren Kenntnis zu verbreiten, dürfte es auch entsprechen, wenn an dieser Stelle auf ein beachtenswertes Bauwerk hingewiesen wird, das in den letzten Kriegsjahren 1917 und 1918 errichtet und fertiggestellt wurde. Leider war demselben nur eine sehr kurze Lebensdauer beschieden, da es auf Grund des Versailler Vertrages schon nach einigen Monaten seines Bestehens wieder abgebrochen bzw. vernichtet werden mußte. Weil es sich um einen ganz außergewöhnlichen Hallenbau handelt, ist es um so mehr erforderlich, diesen nicht der Vergessenheit anheimfallen zu lassen und einiges über ihn zu berichten.

Im Jahre 1916 erteilte das Reichsmarineamt der Firma Aug. Klönne, Dortmund, auf Grund eines von ihr aufgestellten Entwurfes den Auftrag auf die Doppelluftschiffhalle Nordholz-Süd II, und zwar wurden von ihr nicht nur die Stahlkonstruktionen geliefert und montiert, sondern sie erstellte als Generalunternehmerin den ganzen Bau mit sämtlichen Nebenlieferungen, wie Fundierung, Fachwerkausmauerung, Dacheindeckung, Verglasung, Torverkleidung usw., schlüsselfertig.

Die gewaltigen Abmessungen dieser Doppelluftschiffhalle lassen sich aus der Abb. 1 erkennen, die den Querschnitt dieser Halle und den vergleichsweise eingezeichneten Querschnitt der Bahnhofshalle in Köln zeigt. Von den Bahnsteigen aus gesehen, erscheint die Kölner Bahnhofshalle in ihren Abmessungen von 24,00 m Höhe bis zum First und 63,50 m Stützweite schon sehr groß. Der Vergleich der Abb. 1 zeigt aber, daß die Größenabmessungen der Bahnhofshalle gegenüber der Doppelluftschiffhalle klein zu nennen sind, läßt sich doch die erstere leicht in der letzteren unterbringen. Die Doppelluftschiffhalle hatte eine Gesamtbreite von 80,90 m und eine Höhe bis zum First von 40,89 m. Die Binder der Halle waren als Dreigelenkbogen durchgebildet, deren Kämpfergelenke in etwa 19,00 m Höhe über Hallenflur auf den in den Fundamenten eingespannten Binderböcken lagen und deren Scheitelgelenk sich in 40,89 m Höhe über Hallenflur befand. Die Gesamtlänge der Halle betrug 260,00 m. Die Binder waren in einer Entfernung von 8,125 m voneinander angeordnet. Zur Belichtung dienten ein über der ganzen Halle von dem einen zu dem anderen vorletzten Binder durchlaufender mit kittloser Verglasung versehener Dachreiter von 9,50 m Breite und die in den $^1/_2$ Stein starken Fachwänden je Binderfeld angebrachten Fenster von 2,70 $\times$ 12,70 m Größe (Abb. 2). In Abständen von einem Viertel der lichten Hallenweite von der Hallenachse waren Laufkatzenträger für die Aufhängung der Luftschiffe und unmittelbar neben diesen Bedienungslaufstege vorgesehen (Abb. 3). In der Hallenmitte unterhalb der Binderscheitelgelenke befand sich ein weiterer Längslaufsteg. Der Zugang zu diesen Laufstegen wurde vermittelt durch vier an den Hallenecken im Inneren der Halle liegende Treppenaufgänge und durch die entsprechend angeordneten Querlaufstege (Abb. 1). — Die Eindeckung der Halle erfolgte in Bimsbeton-

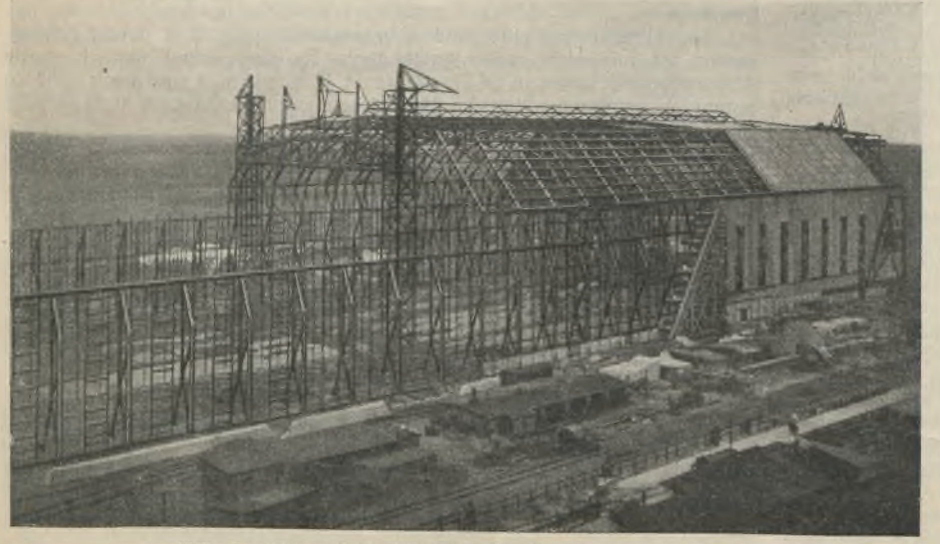


Abb. 5. Doppelluftschiffhalle Nordholz-Süd II im Bau.

Kassettenplatten mit einer Lage Pappe und einer Lage teerfreier Pappe. — An beiden Seiten der Halle war ein aus Stahlgerippe gebildetes Schiebetor, das mit Asbestschiefer bekleidet war, vorgesehen. Jede Torhälfte wurde von zwei mit je vier Laufrollen versehenen auf 120 mm breiten Laufschienen ruhenden Balancier-Fahrwagen getragen (Abb. 4). Zur Aufnahme der waagerechten Windkräfte waren ferner bei jeder Torscheibe unten je Fahrwagen drei äußere und drei innere waagerechte Laufrollen und oben an den über den Fahrwagen gelegenen Stellen zwei äußere und zwei innere waagerechte Laufrollen angeordnet, die ihre Kräfte an die untere auf Eisenbeton lagernde Laufschiene, sowie an die oberen Führungsschienen übertrugen, die an einem an den Bindern aufgehängten bzw. gestützten Horizontalträger angeschlossen waren (Abb. 4). Das Öffnen und Schließen des Tores erfolgte mittels Handbetrieb in etwa 5 Minuten.

Wie aus Abb. 1 zu ersehen, erhielt die Halle zwei seitliche und eine mittlere Ausfahrbahn von je 780 m Länge.

Das Gesamtgewicht der Stahlbaukonstruktionen der Halle einschließlich der beiden Tore und der Ausfahrbahn stellte sich auf etwa 4000 t.

Die Abb. 5 zeigt die Doppelluftschiffhalle während der Bauausführung und auch das von der Firma Aug. Klönne, Dortmund, mehrfach für die Montage von Luftschiffhallen benutzte Hilfsmittel. Dieses besteht aus zwei längsfahrbaren Turmgerüsten, in denen je ein drehbarer Auslegerkran gelagert ist und die durch eine der Dachform angepaßte Arbeitsbühne verbunden sind. Außer den in den Turmgerüsten befindlichen Drehkranen, die je mit zwei Hubwerken versehen sind, von denen das eine mit kleiner Ausladung die größeren Lasten, Binder usw., das andere mit großer Ausladung die kleineren Lasten der Zwischenkonstruktion, Pfetten, Verbände u. dergl. zu heben hat, sind auf der Verbindungsbrücke der Arbeitsbühne noch drei weitere kleinere drehbare Auslegerkrane zum Heben der Zwischenkonstruktionen angeordnet. Das hier kurz beschriebene Montagegerüst hat sich bei der Aufstellung von Luftschiffhallen und bei den hierfür meist vorgeschriebenen kurzen Fertigstellungsfristen bestens bewährt. Oberingenieur Enneper, Dortmund.

Um den Silizium-Baustahl. In der Besprechung, die Herr Dr. Bohny in Heft 32 der „Bautechnik" vom 26. Juli 1929 wohl hauptsächlich den im Juni 1929 erschienenen vorläufigen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die Lieferung von Stahlbauwerken aus St 52 widmet, werden Ansichten geäußert, die nicht unwidersprochen bleiben dürfen. Ich erwidere nicht im Auftrage der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft oder nach Fühlungnahme mit den maßgebenden Stellen, sondern auf Grund meiner eingehenden Beschäftigung mit hochwertigem Baustahl.

Zunächst trifft nicht zu, daß unter St 52 eine neue Stahlsorte verstanden wird; die neue Bezeichnung St 52, die formal der Bezeichnung von St 37 entspricht, stellt vielmehr eine Gruppenbezeichnung dar. Zu dieser Gruppe gehören außer dem St Si als ersthergestelltem Baustahl noch einige andere jetzt gleichfalls von der Reichsbahn zugelassene hochwertige Baustähle, die sämtlich den in den vorläufigen Vorschriften für St 52 von der Reichsbahn geforderten Bedingungen genügen. Für diese Bedingungen waren die Festigkeitswerte des St Si maßgebend. Die nachträglich herausgebrachten Stahlsorten stellen keinen Ersatz oder gar noch hochwertigere Stähle dar; sie sind lediglich erzeugt worden in der Absicht, die verlangten Festigkeitseigenschaften gleichfalls, aber auf anderem Wege zu erreichen. Wenn die gestellten Bedingungen erfüllt werden, kann es dem Verbraucher bis zu einem gewissen Grade gleichgültig sein, wie die Stähle legiert sind. Unter den Begriff St 52 fällt also nach wie vor der Si-Stahl, wenn auch heute wegen des verlangten größeren Rostwiderstandes in gekupferter Form. Die Erkenntnis, daß ein geringer Zusatz von Kupfer den Rostangriff vermindert, ist alt, sie wurde nur mit vielem anderen beim Verlassen handwerksmäßiger Übung und Überlieferung vergessen, und erst die neuere Zeit macht wieder Gebrauch davon. Hiermit soll bestätigt werden, daß der theoretisch reine Si-Stahl wegen seiner geringeren Rostwiderstandsfähigkeit aufgegeben worden ist, aber nur deswegen. An ein Verwerfen des gewollt oder natürlich gekupferten Si-Stahles ist dagegen nicht zu denken.

Es fällt auf, daß allerorts von Schwierigkeiten beim Si-Stahl gesprochen wird, ohne daß diese näher bezeichnet werden. Es muß immer unterschieden werden, ob es sich um Schwierigkeiten handelt, die in der Natur des silizierten, also eines beruhigten Materials liegen, oder um solche, die durch besondere Maßnahmen und sorgfältige Betriebsüberwachung überwunden oder vermindert werden können.

Als ich anfing, mich mit hochwertigem Baustahl etwas näher zu befassen, fragte ich einen mir eng befreundeten Hüttendirektor von der Ruhr nach seiner Meinung über den Si-Stahl, und ich erhielt zur Antwort, daß Si-Stahl nur dort sich durchsetzen könnte, wo man ihm in der Hütte und im Walzwerk die nötige Liebe entgegenbringen könnte; denn Si-Stahl sei ein Edelprodukt. Dies scheint zuzutreffen; jedenfalls habe ich festgestellt, daß verschiedene Hüttenwerke diesem Umstand Rechnung tragen, daher halten sie am Si-Stahl fest und haben keine Ursache, teurere Legierungselemente an Stelle des Si zu verwenden.

Zugegeben, daß sich größere Dimensionen schwerer beherrschen lassen, und man je nach dem Verwalzungsgrad genötigt ist, die entsprechende Analyse zu wählen, so darf man jedoch nicht vergessen, daß die gleiche Rücksichtnahme auch bei St 37 notwendig ist, denn bei jedem Material sind die Festigkeitseigenschaften mehr oder weniger abhängig von diesem Faktor. Aber von dieser Selbstverständlichkeit bei St 37 redet niemand.

Was ist dem Si-Stahl nun schon alles nachgesagt worden! So wurde mir von einer Wagenbauanstalt berichtet, daß man den St Si laut Vorschrift nicht schweißen dürfe, da er ja sein Gefüge verändere. Auf der anderen Seite weiß ich, daß Großgüterwagen aus St Si zusammengeschweißt werden. Ferner besäße der St Si keine Kerbzähigkeit und nur geringes Arbeitsvermögen. Auch das sind Märchen. Die Berliner neuen Stadtbahnwagen sind aus St Si. Bei einer Probefahrt fuhr ein Triebwagen auf einen Prellbock auf, nahm diesen mit und wühlte sich derart in den Boden ein, daß die Teile unter dem Wagenkasten abgeschert wurden, jedoch mit dem Erfolge, daß der aus St Si gebaute Wagenkasten so wenig deformiert wurde, daß nach dem Unfall Fenster und Türen noch schlossen.[1])

Insofern muß ich Herrn Dr. Bohny recht geben, als tatsächlich die Entwicklung des St 52 stürmisch war. Der gegenüber St 48 weiter verbesserte Stahl mußte sich nicht nur gegen Vorurteile durchringen, sondern seine Bedeutung wurde sogar verschiedentlich verkannt, seine Einführung erschwert, und erst nach den bahnbrechenden Erfolgen des St Si kamen die bereits oben erwähnten übrigen hochwertigen Baustähle der Gruppe St 52 auf den Markt. Daß sich trotz der anfänglich großen Widerstände der St 52 so schnell durchsetzen konnte, ist wohl in erster Linie mit der Beharrlichkeit von Herrn Geheimrat Schaper zu verdanken. Wir Deutschen können es eben nicht lassen, uns im eigenen Lager zu zanken, und so wurde die Frage des St 52 wieder eine richtige „querelle allemande" mit dem Erfolge, daß das Ausland stutzig wurde, und deswegen große Aufträge nicht an Deutschland fielen.

Ich unterstreiche auch die Ansicht von Herrn Dr. Bohny in dem Wunsche nach Ruhe und Frieden. Es muß aber an dieser Stelle noch einmal deutlich ausgesprochen werden: Der St Si bietet bei den bisher laufend erzeugten Profilabmessungen keine Schwierigkeiten, weder in hüttenmännischer noch walzwerktechnischer Richtung. In werkstattsmäßiger Bearbeitung unterscheidet sich der St Si nicht von den anderen Sorten des St 52; auch läßt er sich einwandfrei elektrisch schweißen.

Man braucht sich daher nicht zu wundern, wenn der Siliziumstahl und heute in seiner fortentwickelten Form der gekupferte St Si den Hauptanteil an den bisher in St 52 ausgeführten Bauwerken ausmacht, und wer glaubt, weiter gegen den Siliziumstahl reden zu müssen, dem rate ich, in die Niederlausitz zu wandern und sich dort die Abraumförderbrücke auf der Friedländer-Grube der Bubiag anzusehen. Diese Eisenkonstruktion wurde auf ausdrücklichen Wunsch des Bestellers aus Gründen der Sicherheit und Wirtschaftlichkeit in gekupfertem Si-Stahl nach den Abnahmebedingungen der Reichsbahn ausgeführt. Unter dem Eindruck dieses grandiosen Meisterwerkes wird er verstummen.

Berlin, August 1929. Hochheim, Reichsbahnrat.

Anwort: Ich bin überrascht über den Widerhall, den meine kurze Notiz in der „Bautechnik" gefunden hat. Es ist meines Erachtens ein müßiger Streit, ob man den St 52 als einen neuen hochwertigen Baustahl oder als eine Weiterentwicklung des St Si ansehen will. Ich betrachte den St 52 als einen neuen Baustahl, da er das charakteristische Merkmal des St Si, den hohen Si-Gehalt, nicht mehr zu besitzen braucht. Es ist jetzt jedem Stahlwerke freigestellt, wie es die vorgeschriebenen Festigkeitseigenschaften erreichen will, und es muß abgewartet werden, ob tatsächlich einige Hüttenwerke als St 52 noch weiterhin den St Si beibehalten werden. Die bisher auf den Markt gebrachten neuen Stähle der großen Stahlwerke von Union-Dortmund, Krupp-Rheinhausen, GHH-Oberhausen und Mitteldeutsche Stahlwerke-Riesa, welche Stähle von der Reichsbahn als St 52 anerkannt und zugelassen worden sind, zeigen eine ganz andere Richtung: weit niedrigere Zusätze von Silizium, statt dessen größere Zusätze von Mangan, dann von Kupfer, Chrom, Molybdän. Auch nach der Stimmung bei den Einigungsverhandlungen im Januar dieses Jahres bei der Reichsbahn ging alles dahin, von der schwierigen und kostspieligen Herstellung des Siliziumstahles endlich loszukommen. Diese Schwierigkeiten sind doch genügend und eingehend bekannt und es sei hier nur auf die Ausführungen der zuständigen Sachvertreter der Hüttenwerke bei der großen Düsseldorfer Aussprache am 27. Januar 1928 hingewiesen.

Der Hinweis auf eine große Abraumbrücke aus St Si in der Niederlausitz ist mir nicht recht verständlich. Es sind schon ähnlich große Abraumförderbrücken in St 37 wie in St 48 ausgeführt und noch größere entworfen worden und an der Möglichkeit einer Ausführung in St Si oder in St 52 zweifelt wohl niemand.

Ich habe m. W. nirgends gesagt, daß der St Si sich nicht schweißen lasse. Nach den Erfahrungen meines Werkes ist er allerdings wesentlich schwerer schweißbar als andere Stahlsorten. Daß man auch anderwärts Schwierigkeiten mit dem Schweißen von St Si hatte, ist aus einem Bericht von Obering. Horn, Berlin, ersichtlich (s. „Schweißtechnische Streifzüge" in Nr. 4 vom April 1927 der Zeitschrift „Die Schmelzschweißung").

Sterkrade, August 1929. Dr. Bohny.

[1]) Nach einem Vortrage von Herrn Reichsbahnoberrat Wagner, gehalten in der Maschinentechnischen Gesellschaft am 14. Mai 1929.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang — BERLIN, 1. November 1929 — Heft 22

Berechnung von Rahmenbogenträgern mit beliebigen Gurtquerschnitten.*)

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **K. Girkmann**, Wien.

Inhaltsangabe: Wirtschaftliche Rücksichten können bei Rahmenbogenträgern zu wesentlich verschiedener Bemessung der Querschnitte beider Gurtungen Anlaß geben. — Berechnung des vom Rahmentragwerk mit Balkenlagerung gebildeten Grundsystems derart gestalteter Bogenträger, Herleitung der Elastizitätsgleichungen für allgemeinen Lastangriff und unter Berücksichtigung gekrümmter Ausbildung von Gurtstäben. — Vorführung einiger Rechnungsergebnisse für ein Beispiel der Praxis. — Vergleichsrechnungen, die ungefähren Aufschluß darüber geben, in welchem Maße Verschiedenheiten der Gurtsteifigkeiten wie auch bogenförmige Gestaltung der unteren Gurtung das Kräftespiel im Rahmenbogenträger beeinflussen.

Die Berechnung der Rahmenträger erfolgt zumeist unter der vereinfachenden Annahme, daß in jedem Rahmenfelde die reduzierten Längen beider Gurtstäbe gleiche Größe besitzen. Greift die Außenbelastung nur in den Knotenpunkten an und werden die stets unwichtigen Längenänderungen der Pfosten vernachlässigt, so müssen, durchweg gerade Gurtstäbe vorausgesetzt, die Biegelinien beider Gurtungen übereinstimmen und daher die Biegungsmomente übereinanderliegender Gurtquerschnitte gleich groß sein; bei n Rahmenfeldern sind dann zur Berechnung dieser $3n$-fach statisch unbestimmten Balkenträger bekanntlich bloß n Elastizitätsgleichungen aufzulösen.

Die gleiche Annahme führt auch bei Rahmenbogenträgern zu einer wesentlichen Verkürzung der Rechenarbeit, da im Falle der Verwendung des Rahmentragwerkes mit Balkenlagerung als statisch unbestimmtes Grundsystem, alle Hilfsangriffe unter den oben angeführten Vereinfachungen zu erledigen sind. Werden aber bei Bogenträgern der in Abb. 1 u. 2 dargestellten Bauart die Gurtquerschnitte derart gewählt,

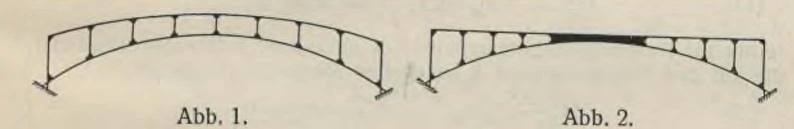


Abb. 1. Abb. 2.

daß ihre Trägheitsmomente der vorstehenden Rechnungsannahme annähernd entsprechen, so ist bloß eine geringe Ausnutzung des Baustoffs der oberen Gurtung möglich. Für die in Betracht stehende Lagerungsart der Tragwerke müssen nämlich die Längskräfte und daher auch die Kernpunktmomente des Untergurtes größer sein als jene der oberen Gurtung, wobei besonders für die Endfelder bedeutende Unterschiede zu erwarten sind.

Eine bessere Ausnutzung des Baustoffes, verbunden mit einer nicht unwesentlichen Ersparnis, ist hier im allgemeinen zu erzielen, wenn auf die Erfüllung dieser vereinfachenden Rechnungsannahme verzichtet und die obere Gurtung entsprechend schwächer bemessen wird. Im Vergleich zum Tragwerk mit gleichen reduzierten Längen beider Gurtstäbe jedes Feldes werden die Biegungsmomente des Untergurtes dann größer, jene des Obergurtes kleiner; da aber die Gurtkräfte hierbei nur unbedeutende[1]) Änderungen erfahren, können auch, annähernd gleichbleibende Kernweiten vorausgesetzt, die Änderungen in den maßgebenden Kernpunktmomenten nur verhältnismäßig geringer sein[2]) und die Baustoffersparnis im Obergurt wird den Mehraufwand für den Untergurt und den allfälligen (bei größerer Verschiedenheit der Endmomente entstehenden) Mehrverbrauch für die Pfosten überwiegen.

Ob bestimmte Steifigkeitsverhältnisse bei gleichzeitig günstigster Querschnittgestaltung der Gurtstäbe einen Mindestverbrauch an Baustoff liefern, oder ob dieser erst mit einem Grenzfall der Tragwerkform zu erreichen ist, soll hier außer Betracht bleiben. Hingegen sei darauf verwiesen, daß, beispielsweise im Falle der Verwendung dieser Tragwerke für städtische Brücken, architektonische Rücksichten die Einhaltung bestimmter Höhenverhältnisse für die Gurtquerschnitte erfordern können, wobei dann eine Abstimmung der Gurtträgheitsmomente nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten nur innerhalb eines beschränkten Bereiches durchführbar ist.

Auch für Bogenträger, deren Gurtträgheitsmomente nicht mehr in jedem Rahmenfelde gleiche reduzierte Längen beider Gurtstäbe ergeben, ist es zweckmäßig, das Rahmentragwerk mit Balkenlagerung als Grundsystem zu verwenden. Zu dessen Berechnung[3]) reichen zwar nicht mehr n Elastizitätsgleichungen hin, doch ist auch in diesem Falle eine wesentliche Vereinfachung der Rechnung möglich. Beziehungen, die zwischen den Drehwinkeln übereinanderliegender Gurtstäbe bestehen, führen nämlich bei n Rahmenfeldern zu $n-1$ voneinander unabhängigen, für jede Belastungsart gültigen Bedingungen, so daß für den $3n$-fach statisch unbestimmten Rahmenbalken ($n+1$ elastische Pfosten) nur noch $2n+1$ Elastizitätsgleichungen aufzustellen sind. In einem neueren Werke von Prof. Dr. A. Ostenfeld[4]) sind dieselben für lotrechte Außenbelastung entwickelt.

Um die Grundsysteme der Bogenträger berechnen zu können, werden nachfolgend für Rahmenträger beliebiger Gestaltung die Elastizitätsbedingungen für allgemeinen Lastangriff dargestellt; auf Rahmentragwerke des Brückenbaues hierbei besonders Rücksicht nehmend, wird stetige Krümmung der unteren Gurtung vorausgesetzt.

Abb. 3.

Die Herleitung erfolgt mit Hilfe des Viermomentensatzes, unter Benutzung der von Dr. Fr. Bleich[5]) für Rahmenträger entwickelten Ansätze, auf Grund nachstehender Annahmen:

1. Der Einfluß der Querkräfte auf die Formänderungen der Rahmenstäbe bleibt unberücksichtigt.
2. Das Verhältnis zwischen Pfeilhöhe und Sehne der gekrümmten Untergurtstäbe ist klein genug, um innere Kräfte und Formänderungen nach den für gerade Stäbe gültigen Gesetzen ermitteln zu dürfen.
3. Trägheitsmomente und Querschnittflächen sind innerhalb der Stablängen unveränderlich.

Der Viermomentensatz für Stäbe mit schwachgekrümmter Achse und gleichbleibendem Trägheitsmoment lautet gemäß vorstehend angeführter Quelle allgemein (hierzu Abb. 3):

---

*) Anmerkung der Schriftleitung. Mit der Wiedergabe der vorliegenden Arbeit dürften mit Rücksicht auf die bemerkenswerten Ergebnisse, zu denen der Verfasser im zweiten Teil seines Aufsatzes kommt, gerade dem Praktiker wertvolle Fingerzeige gegeben werden. Im ersten Teil wird gezeigt, wie man auch mit Hilfe der Deformationsmethode zu den Elastizitätsgleichungen kommt, womit ein Weg gewählt ist, der bei uns seltener benutzt wird und deshalb von Interesse sein dürfte.

[1]) Vgl. Henri Marcus, „Beitrag zur Theorie der Vierendeelschen Träger", Armierter Beton 1910: u. a. wird hier an einem Rechnungsbeispiel eines lotrecht belasteten Rahmenträgers gezeigt, daß selbst für die beiden Grenzfälle — gleiche reduzierte Gurtstablängen einerseits und Trägheitsmomente einer Gurtung gleich Null anderseits — die zugehörigen Gurtkräfte nur Unterschiede bis zu 6 % aufweisen.

[2]) Daß beispielsweise bei Parallelträgern mit weniger verschiedenen Trägheitsmomenten des Ober- und Untergurtes die Kernpunktmomente von den für gleiche Querschnittflächen beider Gurte errechneten Werten nur in sehr geringem Maße abweichen, ist bekannt: siehe Geh. Hofrat G. Chr. Mehrtens und Dr. Fr. Bleich: „Der zweite engere Wettbewerb um den Bau einer Rhein-Straßenbrücke in Köln", Entwurf „Freie Bahn und freier Blick", Eisenbau 1914, S. 65.

[3]) Ein zeichnerisch-rechnerisches Verfahren für Rahmenträger beliebiger Gestaltung hat Prof. L. Mann bereits 1909 angegeben: „Statische Berechnung steifer Vierecknetze", Berlin.

[4]) „Die Deformationsmethode", Berlin 1926.

[5]) Fr. Bleich: „Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes", Berlin 1918, II. Auflage, wie auch „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken", Berlin 1924.

$$
(1)\quad \begin{cases} M^r_{k-1}\cdot s'_k + 2\,M^l_k\cdot s'_k + 2\,M^r_k\cdot s'_{k+1} + M^l_{k+1}\cdot s'_{k+1} \\ \quad + 6\,S_k\cdot \mathfrak{S}^{k-1}_k\cdot\dfrac{s'_k}{s^2_k} + 6\,S_{k+1}\cdot \mathfrak{S}^{k+1}_{k+1}\cdot\dfrac{s'_{k+1}}{s^2_{k+1}} \\ \qquad - 6\,E\cdot J_c\left(\vartheta_k - \vartheta_{k+1}\right) = N. \end{cases}
$$

s'_k und s'_{k+1} bedeuten die reduzierten Stablängen, ϑ_k und ϑ_{k+1} die Stabdrehwinkel; unter $\mathfrak{S}^{k-1}_k$ und $\mathfrak{S}^{k+1}_{k+1}$ sind die statischen Momente der von Stabsehne und Stabachse eingeschlossenen Flächen der Stäbe s_k und s_{k+1}, bezogen auf die Knotenpunkte $k-1$ und $k+1$, zu verstehen. Im Lastglied N kommt der Einfluß der Zwischenbelastung zum Ausdruck; zur Vereinfachung werden hier nur Knotenlasten in Betracht gezogen und ist demnach $N = O$ zu setzen.

Für die reduzierten Stablängen gelten die Anschreibungen

$$
(2)\qquad s'_k = \frac{J_c}{J_k}\cdot s_k,\quad s'_{k+1} \doteq \frac{J_c}{J_{k+1}}\cdot s_{k+1},
$$

wobei J_k und J_{k+1} die Trägheitsmomente der Stäbe s_k und s_{k+1}, und J_c ein beliebiges Trägheitsmoment bedeuten.

Da nur schwachgekrümmte Stäbe in Betracht kommen, dürfen die Stabachsen als Parabelbogen aufgefaßt werden; daher

$$
(3)\quad \mathfrak{S}^{k-1}_k = \frac{2}{3}\cdot s_k\cdot f_k\cdot\frac{s_k}{2} = \frac{1}{3}\cdot s^2_k\cdot f_k,\quad \mathfrak{S}^{k+1}_{k+1} = \frac{1}{3}\cdot s^2_{k+1}\cdot f_{k+1}.
$$

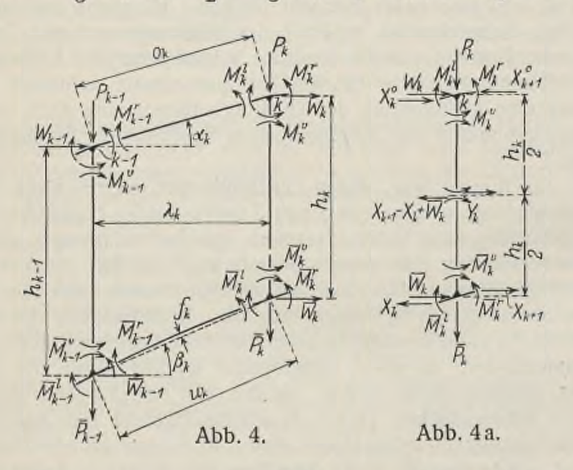


Abb. 4. Abb. 4a.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 4 u. 4a lauten somit die Viermomentengleichungen für das k-te Feld eines Rahmenträgers mit gekrümmten Untergurtstäben:

$$
(a)\quad \begin{aligned} &-\overline{M}^v_{k-1}\cdot h'_{k-1} - 2\,M^v_{k-1}\cdot h'_{k-1} + 2\,M^r_{k-1}\cdot o'_k \\ &\qquad + M^l_k\cdot o'_k - 6\,E\cdot J_c\left(\vartheta^v_{k-1} - \vartheta^o_k\right) = 0, \end{aligned}
$$

$$
(b)\quad \begin{aligned} &M^r_{k-1}\cdot o'_k + 2\,M^l_k\cdot o'_k + 2\,M^v_k\cdot h'_k \\ &\qquad + \overline{M}^v_k\cdot h'_k - 6\,E\cdot J_c\left(\vartheta^o_k - \vartheta^v_k\right) = 0, \end{aligned}
$$

$$
(c)\quad \begin{aligned} &M^v_k\cdot h'_k + 2\,\overline{M}^v_k\cdot h'_k - 2\,\overline{M}^l_k\cdot u'_k \\ &\quad - \overline{M}^r_{k-1}\cdot u'_k - 2\,U_k\cdot u'_k\cdot f_k - 6\,E\cdot J_c\left(\vartheta^v_k - \vartheta^u_k\right) = 0, \end{aligned}
$$

$$
(d)\quad \begin{aligned} &-\overline{M}^l_k\cdot u'_k - 2\,\overline{M}^r_{k-1}\cdot u'_k - 2\,\overline{M}^v_{k-1}\cdot h'_{k-1} \\ &\quad - M^v_{k-1}\cdot h'_{k-1} - 2\,U_k\cdot u'_k\cdot f_k - 6\,E\cdot J_c\left(\vartheta^u_k - \vartheta^v_{k-1}\right) = 0. \end{aligned}
$$

Die zugehörigen Winkelgleichungen werden unmittelbar dem erstangeführten Werke von Dr. Fr. Bleich entnommen; mit Bezug auf Abb. 4 lauten dieselben

$$
(4)\quad \begin{aligned} \Delta o_k\cdot\cos\alpha_k - \Delta u_k\cdot\cos\beta_k = &-\left(h_{k-1}\cdot\vartheta^v_{k-1} - h_k\cdot\vartheta^v_k\right) \\ &- \lambda_k\left(\vartheta^o_k\cdot\operatorname{tg}\alpha_k - \vartheta^u_k\cdot\operatorname{tg}\beta_k\right) \end{aligned}
$$

und

$$
(5)\qquad \Delta o_k\cdot\sin\alpha_k - \Delta u_k\cdot\sin\beta_k - \lambda_k\left(\vartheta^o_k - \vartheta^u_k\right) = 0.
$$

Die Längenänderungen der Pfosten wurden hierbei vernachlässigt. Gl. (5) stellt die bereits eingangs angeführte Beziehung zwischen den Drehwinkeln übereinanderliegender Gurtstäbe dar. Zur Vereinfachung der weiteren Entwicklungen werden auch hier die beiden ersten Glieder in Gl. (5) unterdrückt. Man erhält dann

$$
(5\,a)\qquad \vartheta^o_k - \vartheta^u_k = 0.
$$

Nach der vorerwähnten Quelle werden auch die folgenden Ansätze für die Längenänderungen der Gurtstäbe gebildet, und zwar

$$
(6)\qquad \Delta o_k = \frac{O_k\cdot o_k}{E\cdot F^o_k} \pm \omega\cdot t\cdot o_k
$$

sowie

$$
(7)\qquad \Delta u_k = \frac{U_k\cdot u_k}{E\cdot F^u_k} + \frac{f_k\cdot u_k}{E\cdot J^u_k}\left\{\frac{8}{15}\cdot U_k\cdot f_k + \frac{1}{3}\left(\overline{M}^l_k + \overline{M}^r_{k-1}\right)\right\};
$$

hierin bedeuten O_k und U_k die Gurtkräfte, F^o_k und F^u_k die Gurtquerschnittflächen, t den Temperaturunterschied zwischen Obergurtstab o_k und Untergurtstab u_k; ω ist der Wärmedehnungskoeffizient.

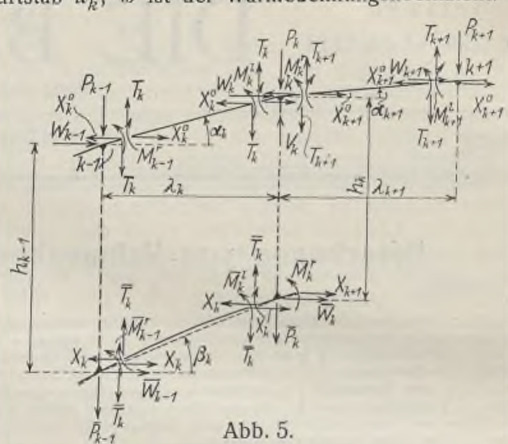


Abb. 5.

Die Belastung des Tragwerkes bestehe aus lotrechten und waagerechten Knotenlasten P_k, $\overline{P}_k$ bzw. W_k, $\overline{W}_k$. Als überzählige Wirkungsgrößen werden, übereinstimmend mit der einschlägigen Arbeit von Professor Dr. A. Ostenfeld, die waagerechten Schnittkräfte X_k der Untergurtstäbe und die Biegungsmomente Y_k der Mittelquerschnitte der Pfosten betrachtet.

Mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen können zunächst, unter Bezugnahme auf Abb. 4, 4a und 5, die folgenden Beziehungen angeschrieben werden:

$$
(8)\qquad M^v_k = M^l_k - M^r_k
$$

$$
(9)\qquad \overline{M}^v_k = -\overline{M}^l_k + \overline{M}^r_k
$$

$$
(10)\qquad M^v_k = Y_k + \left(X_{k+1} - X_k + \overline{W}_k\right)\frac{h_k}{2}
$$

$$
(11)\qquad \overline{M}^v_k = Y_k - \left(X_{k+1} - X_k + \overline{W}_k\right)\frac{h_k}{2};
$$

ferner für Trennungsschnitte unmittelbar links bzw. rechts vom Pfosten k, die auf den Obergurtknoten k bezogenen Momentengleichungen

$$
(12)\qquad \mathfrak{M}^l_k - X_k\,h_k - M^l_k - \overline{M}^l_k = 0,
$$

$$
(13)\qquad \mathfrak{M}^r_k - X_{k+1}\,h_k - M^r_k - \overline{M}^r_k = 0,
$$

in welchen $\mathfrak{M}^l_k$ und $\mathfrak{M}^r_k$ Balkenmomente bedeuten, die durch die Beziehung

$$
(14)\qquad \mathfrak{M}^r_k = \mathfrak{M}^l_k - \overline{W}_k\cdot h_k
$$

verknüpft sind. Aus der waagerechten Schnittkraft X_k des Untergurtstabes im Felde k folgt für die als Druck positiv gezählte Schnittkraft X^o_k des k-ten Obergurtstabes

$$
(15)\qquad X^o_k = X_k + \sum_0^{k-1} W + \sum_0^{k-1} \overline{W},
$$

für die lotrechten Schnittkräfte gelten die Anschreibungen

$$
(16)\qquad T_k = \frac{M^l_k - M^r_{k-1}}{\lambda_k} + X_k\operatorname{tg}\alpha_k + \left(\sum_0^{k-1} W + \sum_0^{k-1}\overline{W}\right)\operatorname{tg}\alpha_k
$$

sowie

$$
(18)\qquad \overline{T}_k = \frac{\overline{M}^l_k - \overline{M}^r_{k-1}}{\lambda_k} - X_k\operatorname{tg}\beta_k,
$$

und für die Gurtkräfte selbst ergeben sich die Ausdrücke

$$
(19)\qquad \begin{aligned} O_k = X^o_k\cdot\cos\alpha_k + T_k\cdot\sin\alpha_k = &\frac{M^l_k - M^r_{k-1}}{\lambda_k}\cdot\sin\alpha_k \\ &+ X_k\cdot\sec\alpha_k + \left(\sum_0^{k-1} W + \sum_0^{k-1}\overline{W}\right)\sec\alpha_k \end{aligned}
$$

und

$$
(20)\qquad U_k = -\frac{\overline{M}^l_k - \overline{M}^r_{k-1}}{\lambda_k}\cdot\sin\beta_k + X_k\cdot\sec\beta_k;
$$

O_k erhält als Druck, U_k als Zug positives Vorzeichen.

Schließlich folgt für die als Druck positiv gerechnete Längskraft V_k des k-ten Pfostens

$$
(20)\qquad \begin{aligned} V_k = \overline{T}_k - \overline{T}_{k+1} - \overline{P}_k = &-\frac{\overline{M}^l_{k+1} - \overline{M}^r_k}{\lambda_{k+1}} + \frac{\overline{M}^l_k - \overline{M}^r_{k-1}}{\lambda_k} \\ &+ \left(X_{k+1}\cdot\operatorname{tg}\beta_{k+1} - X_k\cdot\operatorname{tg}\beta_k\right) - \overline{P}_k, \end{aligned}
$$

während die Querkraft dieses Stabes durch

$$Q_k^v = X_{k+1} - X_k + \overline{W}_k \tag{21}$$

bestimmt ist.

Die Gleichgewichtsbedingungen allein reichen nicht hin, um alle inneren Kräfte und Biegungsmomente durch die gegebenen Außenlasten und durch die überzähligen Wirkungsgrößen ausdrücken zu können; die hierzu noch notwendigen Beziehungen, ebenso wie die Elastizitätsgleichungen selbst, werden durch Verknüpfung der Viermomentengleichungen (a) bis (d) erhalten.

A.

Die Addition der Gleichungen (a) und (d), sowie (b) und (c) liefert

$$\begin{aligned} &-3h'_{k-1}\left(M^v_{k-1}+\overline{M}^v_{k-1}\right)+2\left(M^r_{k-1}\cdot o'_k-\overline{M}^r_{k-1}\cdot u'_k\right)\\ &+\left(M^l_k\cdot o'_k-\overline{M}^l_k\cdot u'_k\right)-2U_k\cdot u'_k\cdot f_k+6E\cdot J_c\left(\vartheta^o_k-\vartheta^u_k\right)=0, \end{aligned} \tag{22}$$

$$\begin{aligned} &3h'_k\left(M^v_k+\overline{M}^v_k\right)+2\left(M^l_k\cdot o'_k-\overline{M}^l_k\cdot u'_k\right)\\ &\qquad+\left(M^r_{k-1}\cdot o'_k-\overline{M}^r_{k-1}\cdot u'_k\right)-2U_k\cdot u'_k\cdot f_k\\ &\qquad\qquad-6E\cdot J_c\left(\vartheta^o_k-\vartheta^u_k\right)=0. \end{aligned} \tag{23}$$

Mit Hilfe der Gleichungen (5a), (10) und (11) erhält man hieraus die Beziehungen

$$\begin{aligned} &-6Y_{k-1}\cdot h'_{k-1}+2\left(M^r_{k-1}\cdot o'_k-\overline{M}^r_{k-1}\cdot u'_k\right)\\ &\qquad+\left(M^l_k\cdot o'_k-\overline{M}^l_k\cdot u'_k\right)-2U_k\cdot u'_k\cdot f_k=0, \end{aligned} \tag{22a}$$

$$\begin{aligned} &+6Y_k\cdot h'_k+2\left(M^l_k\cdot o'_k-\overline{M}^l_k\cdot u'_k\right)\\ &\qquad+\left(M^r_{k-1}\cdot o'_k-\overline{M}^r_{k-1}\cdot u'_k\right)-2U_k\cdot u'_k\cdot f_k=0. \end{aligned} \tag{23a}$$

Aus den Gleichungen (12), (13) (diese für Feld $k-1$ angesetzt), (22a) und (23a) sind die Gurtmomente des k-ten Feldes bestimmbar:

$$\begin{aligned} M^l_k=\frac{1}{o'_k+u'_k}\Big(&\mathfrak{M}^l_k\cdot u'_k-X_k\cdot h_k\cdot u'_k+\frac{2}{3}\cdot U_k\cdot u'_k\cdot f_k\\ &-2Y_{k-1}\cdot h'_{k-1}-4Y_k\cdot h'_k\Big) \end{aligned} \tag{24}$$

$$\begin{aligned} \overline{M}^l_k=\frac{1}{o'_k+u'_k}\Big(&\mathfrak{M}^l_k\cdot o'_k-X_k\cdot h_k\cdot o'_k-\frac{2}{3}\cdot U_k\cdot u'_k\cdot f_k\\ &+2Y_{k-1}\cdot h'_{k-1}+4Y_k\cdot h'_k\Big) \end{aligned} \tag{25}$$

$$\begin{aligned} M^r_{k-1}=\frac{1}{o'_k+u'_k}\Big(&\mathfrak{M}^r_{k-1}\cdot u'_k-X_k\cdot h_{k-1}\cdot u'_k+\frac{2}{3}\cdot U_k\cdot u'_k\cdot f_k\\ &+4Y_{k-1}\cdot h'_{k-1}+2Y_k\cdot h_k\Big) \end{aligned} \tag{26}$$

$$\begin{aligned} \overline{M}^r_{k-1}=\frac{1}{o'_k+u'_k}\Big(&\mathfrak{M}^r_{k-1}\cdot o'_k-X_k\cdot h_{k-1}\cdot o'_k-\frac{2}{3}\cdot U_k\cdot u'_k\cdot f_k\\ &-4Y_{k-1}\cdot h'_{k-1}-2Y_k\cdot h'_k\Big) \end{aligned} \tag{27}$$

Mit Hilfe der Beziehungen (24) bis (27) können alle inneren Kräfte und Biegungsmomente auf die gegebene Belastung und auf die überzähligen Wirkungsgrößen zurückgeführt werden.

Aus den Gleichungen (8) und (10) erhält man aber, wenn für M^l_k der Wert aus (24) eingeführt, M^r_k gemäß (26) gebildet und für U_k näherungsweise

$$U_k=X_k\cdot\sec\beta_k=X_k\,\frac{u_k}{\lambda_k} \tag{28}$$

gesetzt wird, die Elastizitätsbedingung

$$(A)\quad\left\{\begin{aligned} &Y_{k-1}\cdot\frac{2h'_{k-1}}{o'_k+u'_k}\\ &+Y_k\left(4\cdot\frac{h'_k}{o'_k+u'_k}+4\cdot\frac{h'_k}{o'_{k+1}+u'_{k+1}}+1\right)\\ &+Y_{k+1}\cdot\frac{2h'_{k+1}}{o'_{k+1}+u'_{k+1}}-X_k\left(\frac{o'_k-u'_k}{o'_k+u'_k}\cdot\frac{h_k}{2}+\frac{2}{3}\cdot\frac{u'_k}{o'_k+u'_k}\cdot f_k\cdot\frac{u_k}{\lambda_k}\right)\\ &+X_{k+1}\left(\frac{o'_{k+1}-u'_{k+1}}{o'_{k+1}+u'_{k+1}}\cdot\frac{h_k}{2}+\frac{2}{3}\cdot\frac{u'_{k+1}}{o'_{k+1}+u'_{k+1}}\cdot f_{k+1}\cdot\frac{u_{k+1}}{\lambda_{k+1}}\right)\\ &\qquad=\mathfrak{M}^l_k\cdot\frac{u'_k}{o'_k+u'_k}-\mathfrak{M}^r_k\cdot\frac{u'_{k+1}}{o'_{k+1}+u'_{k+1}}-\overline{W}_k\cdot\frac{h_k}{2}. \end{aligned}\right.$$

Eine derartige Beziehung kann für jeden Pfosten ($k=0,\ 1,\ 2\ \ldots\ n$) aufgestellt werden, womit ein System von $n+1$ Elastizitätsbedingungen gewonnen wird.

Wirkt nur lotrechte Belastung, so ist $\mathfrak{M}^l_k=\mathfrak{M}^r_k$, $\overline{W}=0$; bleibt außerdem die Krümmung der Untergurtstäbe unberücksichtigt, so erhält man aus (A) unmittelbar, in geänderter Schreibart, die von Prof. Dr. A. Ostenfeld in seinem Werke „Die Deformationsmethode“ entwickelten Y-Gleichungen.

B.

Zur Herleitung der noch fehlenden n Elastizitätsbedingungen wird die Gleichung (a) mit h_{k-1}, die Gleichung (b) mit h_k multipliziert und sodann deren Summe gebildet:

$$\begin{aligned} &-\left(2M^v_{k-1}+\overline{M}^v_{k-1}\right)h_{k-1}\cdot h'_{k-1}+\left(2M^v_k+\overline{M}^v_k\right)h_k\cdot h'_k\\ &+M^r_{k-1}\cdot o'_k\left(2h_{k-1}+h_k\right)+M^l_k\cdot o'_k\left(h_{k-1}+2h_k\right)\\ &\qquad-6EJ_c\left\{\left(h_{k-1}\cdot\vartheta^v_{k-1}-h_k\cdot\vartheta^v_k\right)-\vartheta^o_k\left(h_{k-1}-h_k\right)\right\}=0. \end{aligned} \tag{29}$$

Mit Hilfe der beiden Winkelgleichungen kann für den letzten Klammerausdruck der Gleichung (29) gesetzt werden

$$\begin{aligned} &\left(h_{k-1}\cdot\vartheta^v_{k-1}-h_k\cdot\vartheta^v_k\right)-\vartheta^o_k\left(h_{k-1}-h_k\right)\\ &\qquad=-\Delta o_k\cdot\cos\alpha_k+\Delta u_k\cdot\cos\beta_k. \end{aligned} \tag{30}$$

Mit Benutzung der Näherungsbeziehung (28), sowie des in gleicher Art gebildeten Näherungswertes für O_k,

$$O_k=-\left(X_k+\sum_0^{k-1}W+\sum_0^{k-1}\overline{W}\right)\sec\alpha_k, \tag{28a}$$

wird aus (6) und (7) erhalten:

$$\Delta o_k=-\left(X_k+\sum_0^{k-1}W+\sum_0^{k-1}\overline{W}\right)\frac{o_k}{E\cdot F^o_k}\cdot\sec\alpha_k\pm\omega\cdot t\cdot o_k \tag{6a}$$

und

$$\begin{aligned} \Delta u_k=X_k\cdot&\frac{u_k}{E\cdot F^u_k}\cdot\sec\beta_k\\ &+\frac{f_k\cdot u_k}{E\cdot J^u_k}\left\{\frac{8}{15}\cdot X_k\cdot\sec\beta_k\cdot f_k+\frac{1}{3}\left(\overline{M}^l_k+\overline{M}^r_{k-1}\right)\right\}; \end{aligned} \tag{7a}$$

somit

$$\begin{aligned} &6E\cdot J_c\left\{\left(h_{k-1}\cdot\vartheta^v_{k-1}-h_k\cdot\vartheta^v_k\right)-\vartheta^o_k\left(h_{k-1}-h_k\right)\right\}\\ &=6X_k\left(\frac{J_c}{F^o_k}\cdot o_k+\frac{J_c}{F^u_k}\cdot u_k+\frac{8}{15}\cdot f^2_k\cdot u'_k\right)+6\cdot\frac{J_c}{F^o_k}\left(\sum_0^{k-1}W\right.\\ &\qquad\left.+\sum_0^{k-1}\overline{W}\right)\mp6E\cdot J_c\cdot\omega\cdot t\cdot\lambda_k+2f_k\cdot u'_k\cdot\frac{\lambda_k}{u_k}\left(\overline{M}^r_{k-1}+\overline{M}^l_k\right). \end{aligned} \tag{30a}$$

Nach Einführen dieses Ausdruckes in die mit 2 multiplizierte Gleichung (29) kann diese, unter Benutzung der Beziehungen (10) und (11) sowie (24) bis (27), nunmehr geschrieben werden

$$(B)\quad\left\{\begin{aligned} &-X_{k-1}\cdot h'_{k-1}\cdot h^2_{k-1}+X_k\left\{\left(h'_{k-1}\cdot h^2_{k-1}+h'_k\cdot h^2_k\right)\right.\\ &+\frac{4o'_k\cdot u'_k}{o'_k+u'_k}\left[\left(h^2_{k-1}+h_{k-1}\cdot h_k+h^2_k\right)\right.\\ &\left.-f_k\left(\frac{u_k}{\lambda_k}+\frac{\lambda_k}{u_k}\right)\left(h_{k-1}+h_k\right)\right]+12\left(\frac{J_c}{F^o_k}\cdot o_k+\frac{J_c}{F^u_k}\cdot u_k\right)\\ &\left.+\frac{16}{15}\cdot f^2_k\cdot\frac{o'_k\cdot u'_k}{o'_k+u'_k}\left(6+\frac{u'_k}{o'_k}\right)\right\}-X_{k+1}\cdot h'_k\cdot h^2_k\\ &-2Y_{k-1}\cdot\frac{h'_{k-1}}{o'_k+u'_k}\left\{3\left(o'_k-u'_k\right)h_{k-1}+4u'_k\cdot\frac{f_k\cdot\lambda_k}{u_k}\right\}\\ &+2Y_k\cdot\frac{h'_k}{o'_k+u'_k}\left\{3\left(o'_k-u'_k\right)h_k+4u'_k\cdot\frac{f_k\cdot\lambda_k}{u_k}\right\}\\ &=\overline{W}_k\cdot h'_k\cdot h^2_k-\overline{W}_{k-1}\cdot h'_{k-1}\cdot h^2_{k-1}\\ &-12\cdot\frac{J_c}{F^o_k}\cdot o_k\left(\sum_0^{k-1}W+\sum_0^{k-1}\overline{W}\right)\pm12E\cdot J_c\cdot\omega\cdot t\cdot\lambda_k\\ &+\mathfrak{M}^r_{k-1}\cdot\frac{2o'_k\cdot u'_k}{o'_k+u'_k}\left\{\left(2h_{k-1}+h_k\right)-2\cdot\frac{f_k\cdot\lambda_k}{u_k}\right\}\\ &\qquad+\mathfrak{M}^l_k\cdot\frac{2o'_k\cdot u'_k}{o'_k+u'_k}\left\{\left(h_{k-1}+2h_k\right)-2\cdot\frac{f_k\cdot\lambda_k}{u_k}\right\}, \end{aligned}\right.$$

wobei das im Koeffizienten von X_k an letzter Stelle stehende Glied mit f^2_k meist vernachlässigbar klein ist.

Diese Gleichung kann für jedes Rahmenfeld($k=1,\ 2\ \ldots\ n$) angesetzt werden und stellt daher ein System von n Elastizitätsbedingungen dar.

Besteht die Außenbelastung nur aus lotrechten Kräften, so verschwinden in Gleichung (B) sämtliche Kräfte W und $\overline{W}$; ferner ist dann $\mathfrak{M}^l_k=\mathfrak{M}^r_k$, wobei die Momente $\mathfrak{M}$ mit den Zeigern $k=0$ und $k=n$ Null sind.

Für den Hilfsangriff $H=1$ ist $\overline{W}_o=1$, $\overline{W}_n=-1$, die übrigen Kräfte W und $\overline{W}$ verschwinden; außerdem gelten die Beziehungen $\mathfrak{M}^l_o=0$ $=\mathfrak{M}^r_n$ sowie $\mathfrak{M}^r_o=-H\cdot h_o$, $\mathfrak{M}^l_n=-H\cdot h_n$, und für Zeiger $k=1$ bis $k=(n-1)$ ist $\mathfrak{M}^l_k=\mathfrak{M}^r_k$, und zwar gleich dem Moment der Last $H=1$ bezogen auf den jeweiligen Obergurtknoten k.

Aus den beiden Gleichungssystemen (A) und (B) können zu jeder gegebenen Knotenbelastung (Hilfsangriff $H=1$ inbegriffen) die zugehörigen Überzähligen X und Y des Grundsystems gerechnet werden.

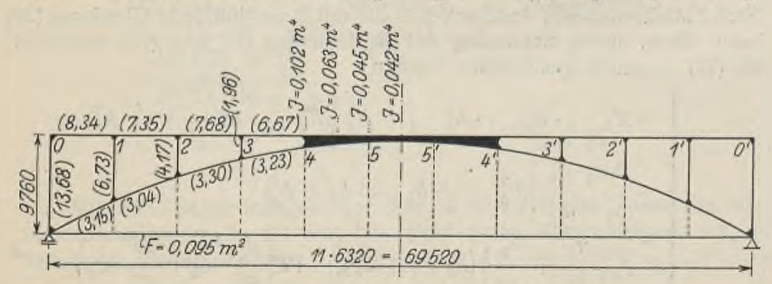
Bekanntlich zeigen die Einflußlinien für die Schnittkräfte X der Rahmenbalkenträger in den vom fraglichen Feld abseits gelegenen Trägerteilen nahezu geradlinigen Verlauf, so daß jeweils 4 Punkte zur Festlegung der Einflußlinie genügen. Auch die Einflußlinien für die Pfostenmomente Y der Balkenträger sind ähnlich gestaltet; die Einflußwerte brauchen daher immer nur für den Lastknoten des bezüglichen Pfostens, und für beiderseits je 2 Nachbarknoten (insgesamt für 5 aufeinanderfolgende Stellungen der Last 1) ermittelt werden, für den übrigen Trägerbereich sind dieselben durch geradlinige Zwischenschaltung zu bestimmen. Bei symmetrischen Rahmentragwerken bietet die Anwendung des Verfahrens der Belastungsumgruppierung[6]) großen Vorteil, da die Anzahl der aufzulösenden simultanen Elastizitätsgleichungen allgemein von $2n+1$ auf $n+1$ herabgemindert werden kann. Bezüglich der Auswertung der Elastizitätsbedingungen wird auf das von Prof. Dr. A. Ostenfeld empfohlene Annäherungsverfahren[7]) verwiesen.

Nach erfolgter Berechnung der Überzähligen X und Y des Balkenträgers können für den vom Lastgurt gebildeten Stabzug die Biegungsmomente, Sehnenkräfte und weiterhin auch alle jene Formänderungswege ermittelt werden, die zur Bestimmung des Horizontalschubes des Bogenträgers notwendig sind. Zur Lösung dieser letzteren Aufgabe stehen bereits bekannte Verfahren zur Verfügung und es bleibt nur hervorzuheben, daß auf eine ausreichend genaue Ermittlung der Schübe des Bogenträgers, wie auch aller in Betracht kommenden Wirkungsgrößen des vielfach statisch unbestimmten Grundsystems, besonders zu achten ist.

Bedeutet (N) eine Kraft oder ein Biegungsmoment eines Stabes des Bogenträgers, N die zur gleichen Außenbelastung gehörige, gleichartige Wirkungsgröße des Balkenträgers, N^H diese Wirkungsgröße desselben Trägers für den Hilfsangriff $H=1$ und H den zur Außenbelastung gehörigen Schub des Bogenträgers, so gilt

$$(N) = N + H \cdot N^H.$$

Auch die Schnittkräfte (X) und die Biegungsmomente (Y) des Bogenträgers sind in dieser Art zu berechnen: $(X)_k = X_k + H \cdot X_k^H$, $(Y)_k = Y_k + H \cdot Y_k^H$.



Eingeklammerte Zahlen ( ) sind reduzierte Längen.
Abb. 6.

Ein Anwendungsfall der vorstehend abgeleiteten Beziehungen möge nun besprochen werden.

Für den Neubau der Augartenbrücke in Wien[8]) war nach dem Entwurf III der Waagner-Biró AG., Wien-Graz, ein in Stahl St 55 geplantes Tragwerk vorgesehen, das, bei Fahrbahnlage unten, den Donaukanal und die beiderseitigen Vorufer ohne Zwischenstützung überspannt; das System der beiden Hauptträger — Zweigelenk-Rahmenbogen mit vollwandigem Mittelteil und Zugband — ist in Abb. 6 dargestellt.

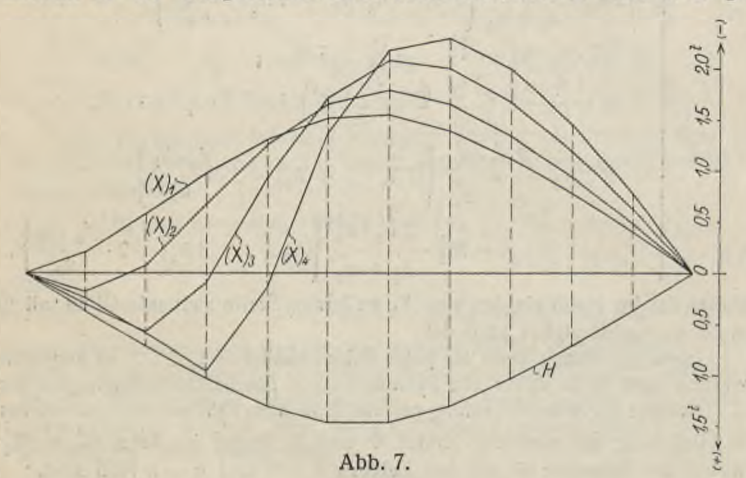


Abb. 7.

Für die der gleichen Abbildung in Klammern beigeschriebenen reduzierten Längen der Rahmenstäbe ($J_c = 0{,}01$ m⁴) und Trägheitsmomente

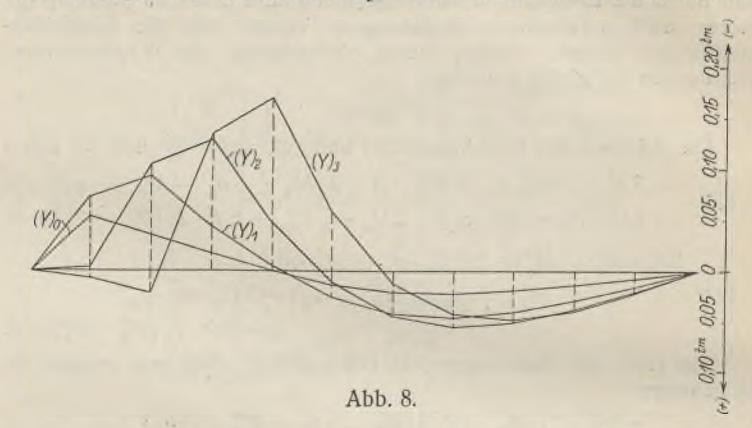


Abb. 8.

des Mittelteiles sind unter der Annahme durchweg gerader Rahmenstäbe die in Abb. 7 bzw. Abb. 8 gezeichneten Einflußlinien für die Wirkungsgrößen H, (X) und (Y) errechnet worden.

Abb. 9 zeigt die zugehörigen Einflußlinien für die Pfostenendmomente $(\overline{M})_k^v$ und $(M)_k^v$. Trotzdem die Verhältniszahlen $\frac{o_k'}{u_k'}$ beträchtlich von der Einheit abweichen (sie liegen zwischen 2,06 und 2,65), sind für

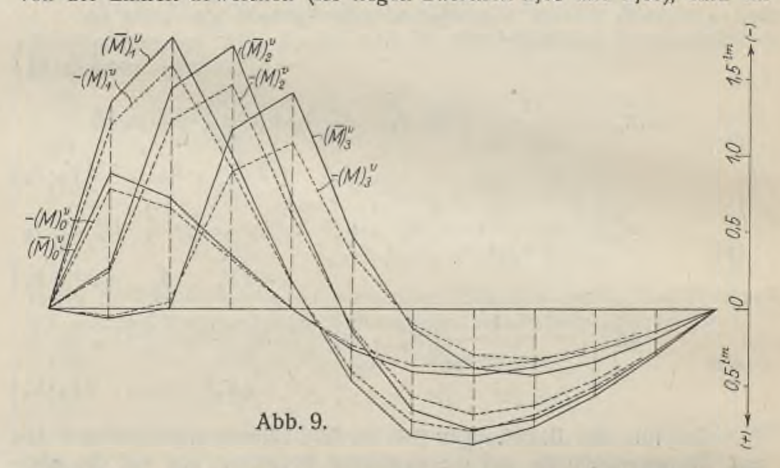


Abb. 9.

jeden Pfosten die Einflußwerte seiner Endmomente wenig verschieden. Die absoluten Größtwerte der Momente $(\overline{M})_0^v$, $(\overline{M})_1^v$, $(\overline{M})_2^v$ und $(\overline{M})_3^v$, hervorgerufen durch die ständige Last und durch eine Verkehrs-Streckenlast gleich $\frac{11}{15}$ der ersteren, sind der Reihe nach 1,13-, 1,13-, 1,16- und 1,29 mal größer als jene der Momente $(M)_0^v$, $(M)_1^v$, $(M)_2^v$ und $(M)_3^v$.

Weit beträchtlichere Unterschiede weisen die Biegungsmomente übereinanderliegender Gurtquerschnitte (die den Endpfosten benachbarten Querschnitte ausgenommen) auf. Im allgemeinen sind hierbei die Untergurtmomente immer größer als die Momente der zugeordneten Obergurtquerschnitte. Die Verhältniszahlen der Einflußwerte erreichen aber keineswegs die Beträge $\frac{o_k'}{u_k'}$ [9]), die sich bekanntlich bei starren Pfosten ergeben würden[10]). Um die Größe der Unterschiede zwischen Biegungsmomenten

---

[6]) „Das B-U-Verfahren" von W. L. Andrée, München u. Berlin 1919.

[7]) „Die Deformationsmethode".

[8]) Die Ausführung dieses Brückenbaues ist der Waagner-Biró AG. auf Grund ihres Entwurfes II (7 Stück unter der Fahrbahn liegende, vollwandige Hauptträger, welche über die Stützweiten 11,0 + 55,8 + 11,0 m durchlaufen) übertragen worden.

[9]) Wiederholt ist nämlich im Falle ausschließlicher Knotenbelastung angenommen worden, daß bei Vernachlässigung der Längenänderungen der Pfosten die Biegelinien beider Gurtungen vollständig übereinstimmen und daher die Biegungsmomente übereinanderliegender Gurtquerschnitte sich umgekehrt wie die reduzierten Längen der bezüglichen Gurtstäbe verhalten müßten. Diese Annahme würde jedoch nur für Tragwerke mit starren Pfosten zutreffen; wie sehr aber die Pfostenverbiegungen die Gurtmomente beeinflussen, ist aus den oben mitgeteilten Rechnungsergebnissen zu ersehen. Daß jene vereinfachten Verfahren zur Berechnung von Rahmenträgern mit beliebigen Gurtträgheitsmomenten, welche auf Grund dieser Annahme entwickelt wurden, nur zu Näherungsergebnissen führen können, hat bereits Dr. P. Pasternak in seinem Buche „Berechnung vielfach statisch unbestimmter, biegefester Stab- und Flächentragwerke", 1. Teil, Zürich und Leipzig 1927, festgestellt.

[10]) Vgl.: Prof. Dr. Fr. Engeßer, „Die Berechnung der Rahmenträger mit besonderer Rücksicht auf die Anwendung", Berlin 1913.

übereinanderliegender Gurtquerschnitte an einem Beispiel aufzuzeigen, sind in Abb. 10 die Einflußlinien für die Biegungsmomente $(\bar{M})_3^l$ und $(M)_3^l$ dargestellt. Unter Zugrundelegung der vorerwähnten Belastung erhält man $\max(\bar{M})_3^l$ 1,53 mal größer als $\max(M)_3^l$, für die absolut größten

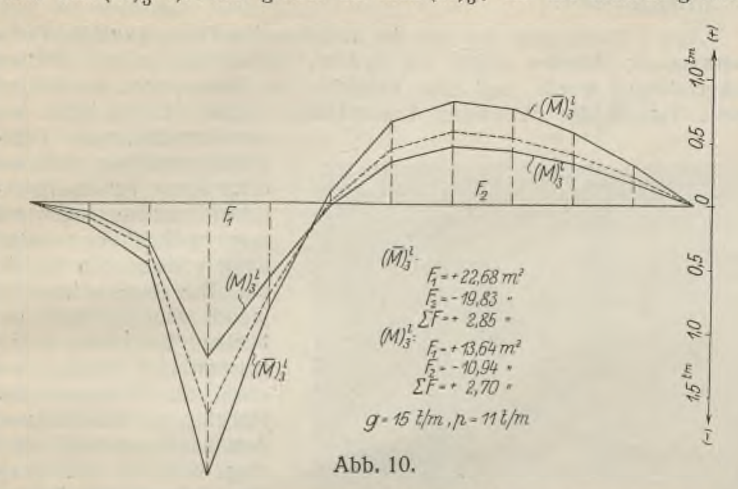


Abb. 10.

Werte der Biegungsmomente $(\bar{M})_2^r$ und $(M)_2^r$ wird in gleicher Art $\min(\bar{M})_2^r = 1{,}42 \cdot \min(M)_2^r$ gefunden; die betrachteten Gurtquerschnitte liegen im 3. Rahmenfeld und ist $\frac{o_3'}{u_3'} = 2{,}33$.

Die für das Tragwerk nach Abb. 6 erhaltenen Rechnungsergebnisse sollen nun den gleichartigen Ergebnissen einer, unter der Annahme $o_k' = u_k'$ durchgeführten Vergleichsrechnung gegenübergestellt werden. Die reduzierten Längen der Pfosten und die Trägheitsmomente des Mittelteiles nach Abb. 6 beibehaltend, gelangt man, wenn für die reduzierten Gurtstablängen jedes Feldes der Mittelwert aus den in der gleichen Abbildung eingeschriebenen Werten o_k' und u_k' eingeführt wird, zu Einflußwerten für die Größen H und $(X)_k$, die sich von den früher berechneten Werten wenig unterscheiden, während alle $(Y)_k$ unter den bestehenden Voraussetzungen zu Null werden. Die zugehörige Einflußlinie für das Gurtbiegungsmoment $(\bar{M})_3^l = (M)_3^l$ ist in Abb. 10 strichiert eingezeichnet. Bildet man nun die Kernpunktmomente für die Gurtquerschnitte des Tragwerkes nach Abb. 6 (Kernweite im Obergurt 33 cm, im Untergurt 37 cm) und vergleicht dieselben mit den gleichartigen Momenten des Sonderfalles $o_k' = u_k'$ (Kernweite für die Querschnitte beider Gurte mit 35 cm angenommen), so findet man, daß sich beispielsweise die Größtwerte der Kernpunktmomente $_{\text{Kern}}(M)_2^r$, $_{\text{Kern}}(\bar{M})_2^r$, $_{\text{Kern}}(M)_3^l$ und $_{\text{Kern}}(\bar{M})_3^l$ für das Tragwerk der ersteren Ausführungsart der Reihe nach 0,98-, 1,20-, 0,87- und 1,12 mal größer ergeben als für den Vergleichsfall $o_k' = u_k'$. Betrachtet man das Tragwerk nach Abb. 6 aus jenem der Sonderannahme $o_k' = u_k'$ in der Weise entstanden, daß die Steifigkeit des Obergurtes um rd. 40 % vermindert, jene des Untergurtes um ebensoviel vergrößert wird, so ändern sich dabei die Größtwerte der Kernpunktmomente für die Gurtstäbe des dritten Feldes hier nur um höchstens — 13 % (Obergurt) und + 20 % (Untergurt).

Die Berücksichtigung der Krümmung von Gurtstäben, die bei Rahmenträgern mit beliebigen Gurtträgheitsmomenten eine nur geringe Vermehrung der an sich umfangreicheren Rechenarbeit verursacht, erfordert im allgemeinen auch bei Tragwerken der Bauart $o_k' = u_k'$ die Auflösung beider Gleichungsgruppen (A) und (B) und bedeutet daher für diese eine wesentliche Erschwerung der Rechnung.

Die nachstehend angeführten Ergebnisse einer Vergleichsrechnung, welcher der Rahmenbogenträger nach Abb. 6 zugrunde liegt, geben ungefähren Aufschluß darüber, in welchem Maße Kräfte und Biegungsmomente der Rahmenstäbe durch Gurtkrümmungen beeinflußt werden.

Für $o_k' = u_k'$, und zwar wieder gleich dem jeweiligen Mittel aus den Feldwerten nach Abb. 6 sowie unter Berücksichtigung der vorgesehenen stetigen Krümmung des Untergurtes nach einem Kreisbogen mit 70 m Halbmesser $\left(\text{Pfeilverhältnis der Untergurtstäbe } \frac{f_k}{u_k} = 0{,}012\right)$ führt die Rechnung zu nur kleinen Pfostenmomenten (Y), während die Zugbandkraft H und die Schnittkräfte (X) sich wenig von den gleichartigen, für gerade Gurtstäbe errechneten Kräften unterscheiden.

Unter den Pfostenmomenten (Y) besitzt $(Y)_0$ die größte Einflußfläche, weshalb auch die Endmomente des Randpfostens größere Verschiedenheit aufweisen als jene der Zwischenpfosten. Für die frühere Belastung wird das Größtmoment im oberen Endquerschnitt des Randpfostens 1,09 mal größer als für das untere Stabende, für den Zwischenpfosten 3 beträgt diese Verhältniszahl nur 1,02. Bleibt die Krümmung der Untergurtstäbe unberücksichtigt, so liefert die Rechnung $\max(M)_0^v$ um nur 3 %, $\max(M)_3^v$ um kaum 1 % zu klein.

Bedeutendere Unterschiede weisen wieder die Biegungsmomente übereinanderliegender Gurtquerschnitte auf. Unter Zugrundelegung der betrachteten Belastung erhält man für die Momente $\max(\bar{M})_k$ der unteren und besonders $\min(M)_k$ der oberen Gurtung größere Werte als für die gleichen Momente des Tragwerkes mit durchweg geraden Stäben; von diesen Gurtmomenten erreichen vorwiegend die Momente $\max(\bar{M})_k^l$ und $\min(M)_k^r$ die absolut größten Beträge. In Abb. 11 und 11a sind die Einflußlinien für $(\bar{M})_3^l$ und $(M)_3^r$ dargestellt, zum Vergleich sind auch die für gerade Gurtstäbe errechneten Einflußlinien strichiert eingetragen. Die Biegungsmomente $\max(\bar{M})_3^l$ und $\min(M)_3^r$ sind um 7 % bzw. 29 % größer als die gleichen Momente im Falle gerader Untergurtstäbe; für die zugehörigen Kernpunktmomente (Kernweite 35 cm, also gleich der 3,8- bis 4,7fachen Pfeilhöhe der Untergurtstäbe) betragen aber die Unterschiede nur 5 % bzw. 9 %. Ähnliche Vergleichsergebnisse erhält man auch für die Mehrzahl der übrigen Biegungsmomente $\max(\bar{M})_k^l$ und $\min(M)_k^r$.

Die Vergrößerung der Obergurtmomente ist hier belanglos, da die Obergurtstäbe, auch jene der inneren Felder, nicht ausgenutzt sind. Für Untergurtstäbe und Pfosten hingegen ist, wenn an die Bemessung auf Grund näherungsweiser Berechnung gedacht wird, jede Steigerung der Biegungsmomente von Bedeutung; im vorliegenden Falle sind aber die von den Stabkrümmungen verursachten Erhöhungen verhältnismäßig klein.

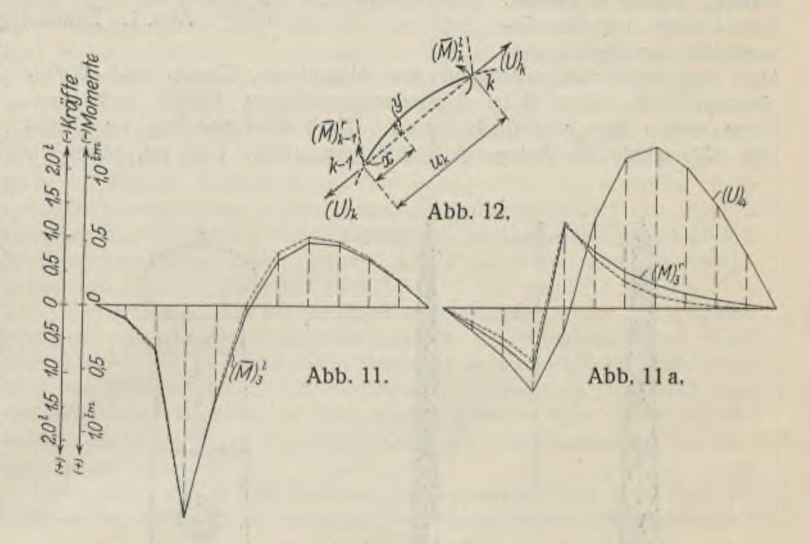


Abb. 12. Abb. 11. Abb. 11a.

Bleibt die Krümmung der Gurtstäbe bei der Berechnung der Tragwerke unbeachtet, so ist doch bei Aufstellung der Biegungsmomente für Zwischenquerschnitte gekrümmter Stäbe die Form der Stabachse zu berücksichtigen und sind diese Momente, ebenso wie im Falle der genauen Berechnung, gemäß

$$(\bar{M})_x = (\bar{M})_{k-1}^r + \frac{(\bar{M})_k^l - (\bar{M})_{k-1}^r}{u_k} \cdot x + (U)_k \cdot y$$

zu bilden (Abb. 12).

Da für Tragwerke der Bauart $o_k' = u_k'$ und gekrümmte Untergurtstäbe die Pfostenmomente (Y) klein sind, könnte erwartet werden, daß eine, für $(Y)_0 = (Y)_1 = \ldots = (Y)_n = 0$ durchgeführte Näherungsberechnung, die aber im übrigen den Stabkrümmungen durch Mitnahme der Zusatzglieder $U_k \cdot f_k$ in den Ausdrücken (24) bis (27) Rechnung trägt, bessere Ergebnisse liefert, als bei Annahme durchweg gerader Stäbe erhalten werden. Das trifft aber für Rahmenbogenträger im allgemeinen nicht zu, da es, besonders für den Hilfsangriff $H = 1$, nicht statthaft ist, in diesen Ausdrücken für die Gurtmomente die Glieder mit Y_{k-1} und Y_k gegenüber dem Zusatzmoment $U_k \cdot f_k$ zu unterdrücken.

Für Tragwerke der Bauart $o_k' = u_k'$ ist übrigens die Durchführung der genauen Berechnung insofern einfacher, als die Y-Momente des Grundsystems fast keinen Einfluß auf die Größe der Schnittkräfte X ausüben; werden daher die letzteren aus den Gleichungen (B) für $Y_0 = Y_1 = \ldots = Y_n = 0$ gerechnet, und mit diesen X-Werten die Y aus den Gleichungen (A) bestimmt, so bedürfen die so erhaltenen Ergebnisse für die Überzähligen des Grundsystems keiner weiteren Zuschärfung.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Funktürme Emmering bei München.

(Funkanlage der Bayerischen Landespolizei.)

Von Dipl.-Ing. **Hermann Meier**, München.

Es war schon lange geplant, den alten Sender der Funkanlage der Bayerischen Landespolizei am Armeemuseum in München, der den vom Reichspolizeifunknetz gestellten Anforderungen nicht mehr entsprach, durch einen neuen Sender mit größerer Reichweite zu ersetzen. Aber erst im Sommer 1928 konnte nach Regelung der Finanzierung und Festlegung der Örtlichkeit mit der Ausführung der Pläne begonnen werden. Das Bayerische Staatsministerium des Innern hatte dem Straßen- und Flußbauamt München seinerzeit den ingenieurtechnischen Teil der Arbeiten übertragen; dieser umfaßte neben dem Neubau einer Zufahrtstraße in der Hauptsache die gesamte Bearbeitung der Funktürme einschließlich Vergebung und Bauleitung. Mit Entwurf und Bauleitung des Funkhauses war das Landbauamt München betraut. Abb. 1 zeigt nun das Gesamtbild der ganzen Anlage, das Funkhaus, bestehend aus Maschinen-, Sende- und Wohnräumen, zwei 100 m hohe freistehende stählerne Masten und einen 35 m hohen verspannten Holzmast. Nach Fertigstellung im Frühjahr 1929 wurde die Anlage in Betrieb genommen. Dies sei, bevor wir uns den Funktürmen im besonderen zuwenden, als kurzer Überblick über die Anlage selbst vorangestellt.

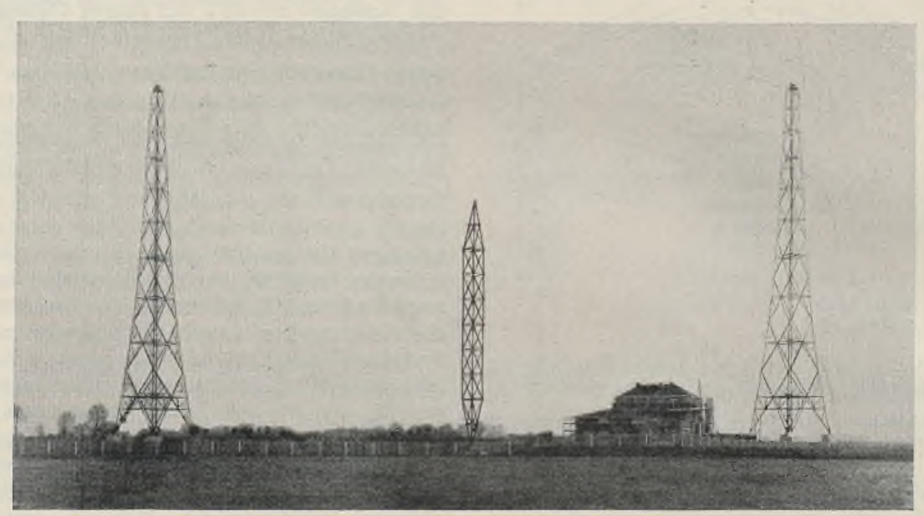


Abb. 1. Funkanlage bei Emmering.

Abb. 2. Die Fachwerk-Systeme im Vergleich zum Münchener Frauenkirchturm.

Der Auftrag für die beiden Funktürme wurde der Firma Dortmunder Brückenbau C. H. Jucho, Dortmund, erteilt, die schon mehrere solche Türme ausgeführt hat.

Abb. 2 (links) zeigt das von der ausführenden Firma gewählte Fachwerksystem; daneben (Mitte) ein System, wie es von anderen Firmen vorgeschlagen wurde, und zum Vergleich der Dimensionen die Skizze eines Turmes der Münchener Frauenkirche (rechts). C. H. Jucho hat eine einfache, klare Fachwerkkonstruktion verwendet. Schon bei oberflächlicher Betrachtung gewinnt man das Gefühl einer unbedingt vorhandenen Stabilität. Die elegante Linie ist jedoch dabei gewahrt geblieben. Die Türme wirken keineswegs klobig, wie etwa die Holztürme des Münchener Rundfunksenders (bei Holz ist dies allerdings nicht zu vermeiden). Die Eckstiellinie ist als schwachgekrümmte Kettenlinie ausgebildet, als eine stetig verlaufende Kurve, im Gegensatz zu anderen Entwürfen, wo ein scharfer Knick zwischen Bockgestell und eigentlichem Turm besteht. Solche Knickstellen sind gefährlich, denn es treten hier Nebenspannungen auf, die statisch kaum oder überhaupt nicht erfaßbar sind. Häufig sieht man bei den Funktürmen an der Spitze das Antennenpodest zu einem laternenartigen Gebilde verbreitet. Nachdem dazu keine Notwendigkeit vorlag, hat die auftraggebende Behörde aus Schönheitsgründen eine derartige Verbreiterung von vornherein abgelehnt. Die Fundamente, die als wuchtige, einfache Betonklötze 3 m über die Erdoberfläche hervorragen, stehen mit ihren sichtbaren Teilen zum Turm selbst in einem harmonischen Verhältnis; es wird der Eindruck einer natürlichen Zweckmäßigkeit erzeugt und dadurch die architektonische Wirkung noch erhöht. Allerdings waren es andere Gründe, die in erster Linie zum Heben der sonst ganz im Boden versenkten Fundamente Anlaß gaben, davon später. Ferner ist hier im Rahmen der allgemeinen Betrachtung noch zu erwähnen, daß neben dem im untersten Teil liegenden Windenpodest und dem an der Spitze sich befindenden Antennenpodest noch drei Zwischenpodeste in etwa 30, 50 und 80 m Höhe eingebaut werden sind. Die sich daraus ergebenden Vorteile werden wohl jedermann einleuchten (beim Besteigen des Turmes als Rastpunkte, bei evtl. Arbeiten als Werkzeuglagerplätze oder bei Funkversuchen, wie sie tatsächlich ausgeführt werden, zum Anbringen der Antennen in verschiedener Höhe).

Selbstverständlich ist bei der Beurteilung der Funktürme die architektonische Wirkung von untergeordneter Bedeutung. Die Anlage ist ja nicht als Repräsentationsbau für Fürstenfeldbruck oder Emmering gedacht. Der wesentliche Gesichtspunkt ist größte Standfestigkeit bei geringstem Gewicht, und bekanntlich verhalten sich Gewicht und Kosten direkt proportional zueinander.

Die Untersuchung der Standfestigkeit erfordert Kenntnis der angreifenden Kräfte. Diese setzen sich zusammen aus Atennenzug, Wind und Eigengewicht.

1. Antennenzug. Es sind für die Anlage eigentlich drei 100 m-Türme vorgesehen. (Der kleine Holzturm stellt nur ein Provisorium dar und wird später, wenn die Mittel vorhanden sind, durch einen 100 m-Stahlturm ersetzt). Der Berechnung muß das Zukunftsprojekt zugrunde gelegt werden. Wie aus Abb. 3 entnommen werden kann, bilden die drei Masten im endgültigen Ausbauzustande die Ecken eines gleichseitigen Dreiecks von 180 m Seitenlänge. Die Resultierende aus je zwei an einem Turm angreifenden Antennenzügen fällt mit der Winkelhalbierenden zusammen und steht jeweils senkrecht bzw. parallel zu den Wandflächen dieses Turmes. Maßgebend für den in Rechnung zu setzenden größten Antennenzug Z ist die Antenne selbst. Diese besteht aus fünf Hartbronzelitzen (Durchmesser 5 mm; Bruchlast 678 kg je Litze). Nach den Vorschriften des V.D.E. ist dreifache Sicherheit anzusetzen. Daraus bestimmt sich Z zu etwa 1100 kg. Die Resultierende R der beiden unter dem Winkel 60° angreifenden Kräfte Z ergibt einen Wert von etwa 1900 kg, mit dem dann bei der Standfestigkeitsuntersuchung gearbeitet wird. Man läßt R an der Spitze angreifen, und zwar horizontal, wodurch man sich allerdings eine kleine Ungenauigkeit zu Schulden kommen

läßt, jedoch nach der sicheren Seite hin. Um zu erreichen, daß die Zugspannungen in den Antennenseilen das zulässige Maß nie überschreiten, bringt man, wie Abb. 4 veranschaulicht, an einem Ende ein Gegengewicht an, welches vermittels einer losen Rolle am Antennenhalteseil hängt und auf diese Weise einen stets konstanten Spitzenzug erzeugt. Durch den auf diese Weise geschaffenen Gleichgewichtszustand in der Aufhängung wird erreicht, daß die Einflüsse der Turmschwankung sowie der Belastung der Antenne durch Eis und Wind ausgeschaltet werden. Für $Z = 1100$ kg errechnet sich das Gegengewicht zu 2360 kg, wobei als Rollenwirkungsgrade für die lose Rolle 0,97 und für die feste Rolle 0,96 berücksichtigt wurden. Die Gegengewichte bestehen aus einer Anzahl gußeiserner Formstücke, die in Gleitschienen geführt werden. Zur Ermittlung der Gleitschienenlänge l braucht man die Antennenlängen von Spitze zu Spitze für die beiden Grenzbelastungsfälle. Um diese zu bestimmen, benötigt man zunächst die Größe des Durchhanges f der Antenne. Bei gegebenen lotrechten Gewichten und bei gegebenem Horizontalschub ($Z = 1100$ kg) läßt sich der Durchhang f ohne weiteres bestimmen. Für Eigengewicht ist $f = 5$ m; für Eigengewicht + Eis + Wind ist $f = 25$ m. Die bekannte Näherungsformel für die Rektifikation der Parabel liefert die Antennenlänge. Die infolge Verwendung dieser Formel verursachte Fehlerhaftigkeit wird durch die folgende Subtraktion wieder ausgeglichen. Die Längendifferenz $\triangle S = 8{,}64$ m stellt dann die doppelte Hubhöhe des Gegengewichtes dar. Hubhöhe plus Sicherheitsmaß ergibt die gesuchte Gleitschienenlänge $l = 5$ m. Das Hinaufziehen bzw. Herunterlassen der Antenne wird gleichzeitig durch zwei Handwinden ausgeführt.

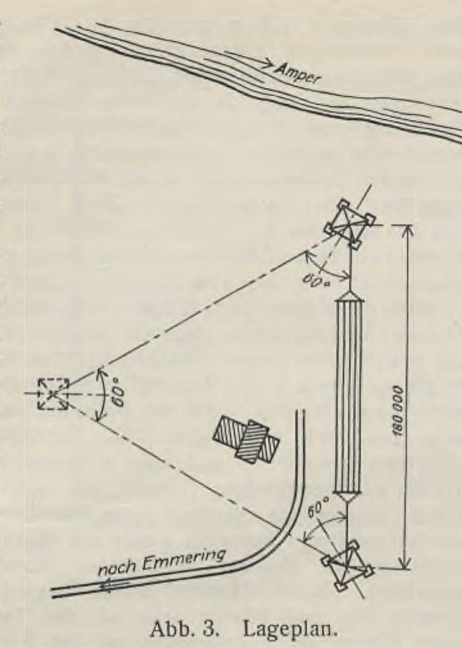


Abb. 3. Lageplan.

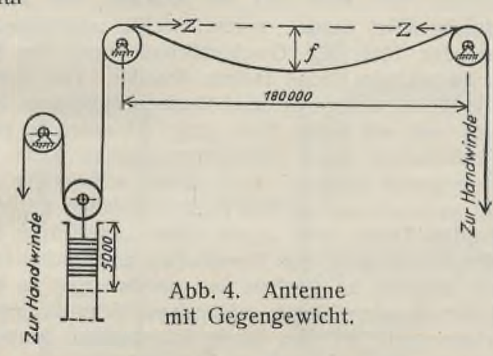


Abb. 4. Antenne mit Gegengewicht.

2. Wind. Da im Ampertal bisweilen ganz bedeutende Windstärken auftreten, mußten verhältnismäßig hohe Annahmen gemacht werden. Für die Berechnung war zu benutzen: am Turmfuß 150 kg/m² senkrecht getroffene Fläche; an der Turmspitze 200 kg/m². Diese Belastungsgrößen ließ man zweckmäßigerweise von Turmfuß zu Turmspitze treppenförmig ansteigen. Die Windschattenseite war mit einer Wirkung von 100% einzuführen. Außerdem war eine Erhöhung der Windangriffsfläche um 15% infolge Eisansatzes zu berücksichtigen. Nachdem der Wind die Hauptbelastung ausmacht, durch die der Funkturm beansprucht wird, war man bestrebt, wo es irgend ging, seine Wirkungsmöglichkeit herabzumindern. Bei den Eckstielen ließ sich eine Verringerung der Windangriffsflächen ganz geschickt dadurch erzielen, daß man an Stelle eines großen Winkels zusammengesetzte Winkel von gleichem Trägheitsmoment verwendete. Die Windkräfte werden auf die in der Statik übliche Art als Einzelkräfte an den Knotenpunkten angebracht, und zwar an den Hauptknotenpunkten des Eckstieles. Da man den Funkturm nicht als räumliches Fachwerk berechnet, sondern das Ganze vereinfachenderweise auf den Fall der ebenen Fachwerkkonstruktion zurückführt, werden die angreifenden Kräfte so zerlegt, daß ihre Komponenten in die Wandflächen fallen.

Der ungünstigste Belastungszustand durch äußere Kräfte ist dann gegeben, wenn neben dem resultierenden Spitzenzug R noch Wind in gleicher Richtung auftritt. Dieser Fall wird der Dimensionierung zugrunde gelegt. Ist einseitiger Antennenzug vorhanden (Z unter dem Winkel 30°) und Wind in gleicher Richtung, so werden, wie eine kurze Überlegung schon bestätigt, geringere Stabkräfte erzeugt. Dieser zweite Belastungsfall ist für die Dimensionierung nicht ausschlaggebend und kommt somit weiter nicht in Frage.

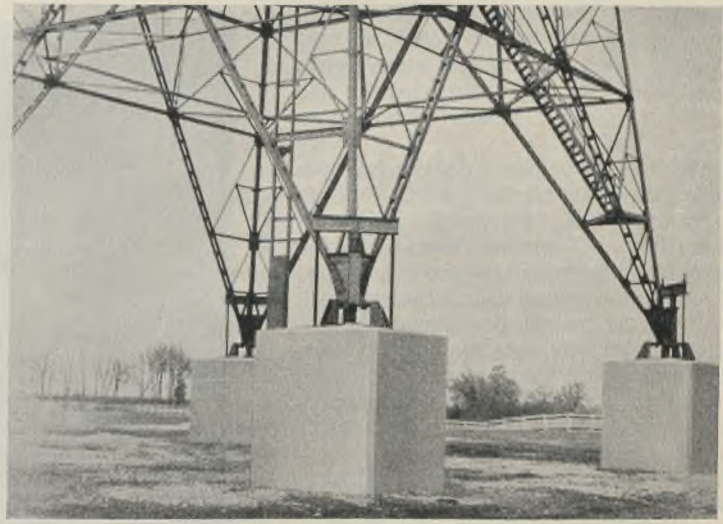
3. Eigengewicht. Es ist eine Sache des Entwurfes, die günstigste Ausnutzung der Stabquerschnitte zu erzielen; es werden dazu mehrere Rechnungsgänge notwendig sein. Das Eigengewicht selbst denkt man sich auf analoge Weise wie oben als lotrechte Einzellasten an den Hauptknotenpunkten des Eckstieles angebracht. In diesen Rechnungsgang einbezogen ist logischerweise auch das Eigengewicht der Antenne und das Gegengewicht, wobei bei letzterem eine Hälfte an der Spitze, die andere am Windenpodest angreift.

Die Ermittlung der Stabkräfte sowohl für Eigengewicht als auch für äußere Belastung ist im vorliegenden Falle sehr einfach, da ein statisch bestimmtes System gewählt worden ist. Rein theoretisch betrachtet, begeht man allerdings wieder eine kleine Unkorrektheit, indem man statisch bestimmte Auflagerung dabei annimmt. Die Stabkräfte können in bekannter Weise ermittelt werden. Selbstverständlich wird der Funkturm symmetrisch dimensioniert, d. h. alle vier Wandflächen gleich. Das für die Funkturmkonstruktion verwendete Material ist Handelsflußstahl St 37. Als zulässige Spannungen für Zug, Druck und Biegung werden $\sigma = 1400$ kg/cm² festgelegt. Im übrigen hatte man sich bei Bestimmung der Querschnittsabmessungen nach den von der Reichsbahn-Gesellschaft herausgegebenen „Berechnungsgrundlagen für eiserne Brücken" zu richten.

Es dürften nun vielleicht folgende Werte interessieren: Eigengewicht eines Turmes einschließlich Gegengewicht: 56 t. Auf einem Fundamentklotz treffen demnach: 14 t. Horizontalschub je Turmecke infolge Wind und Antennenzug R: $6{,}69 + 0{,}475 = 7{,}2$ t. Das durch die Horizontalbelastung erzeugte Kippmoment muß durch die Fundamentgewichte mit mindestens zweifacher Sicherheit aufgehoben werden.

Senkrechte Auflagerkräfte infolge Kippmoment einer Wandfläche $\pm$ 45 t (Wind etwa 39 t; Antenne etwa 6 t). Größter Druck auf ein Fundament: 59 t. Größter Zug auf ein Fundament: 31 t. Dieser letzte Wert bestimmt in erster Linie die Größe des Fundamentklotzes. Nachdem ein Funkturm im Hochwassergebiet liegt und dort eine Überschwemmung bis zu 50 cm über Geländeoberkante zu erwarten ist, mußten dessen Fundamentkörper dem Auftrieb entsprechend größer dimensioniert werden. Bohrungen bis zu 12 m Tiefe ergaben gleichmäßige Kiesschicht; Grundwasser wurde in 1,3 m angetroffen. Es wird ohne weiteres einleuchten, daß ein Heben der Fundamente bis 1,5 m unter Geländeoberkante (d. i. Frosttiefe) sehr große Ersparnisse brachte durch Vermeidung bzw. Verminderung kostspieliger Wasserhaltung. Vom Standpunkte der Sicherheit war dies zu verantworten. Größe der Fundamentkörper: im Hochwassergebiet 51 m³; im hochwasserfreien Gebiet: 38 m³. Die Fundamente sind aus Stampfbeton, und zwar die Bankette im M.V. 1 : 10, der sichtbare Teil im M.V. 1 : 6. Das zulässige Maß für spezifischen Bodendruck wurde auf 4 kg/cm² geschätzt, jedoch bei weitem nicht erreicht. Das Fundament soll durch sein Gewicht dem von der äußeren Belastung hervorgerufenen Abhebungsbestreben entgegenwirken. Um dies zu ermöglichen, baut man dicht über der Sohle einen Zuganker in Form eines stählernen Querträgers ein, der durch zwei 6 cm starke Zugstangen mit der Turmkonstruktion in Verbindung gebracht wird.

Den schwierigsten Teil bei einem stählernen Funkturm stellt wohl die Isolation dar. Dieselbe ist bekanntlich aus energiewirtschaftlichen Gründen


Abb. 5. Mastfundamente.

notwendig. Die großen Stahlmassen der Turmkonstruktion würden, nicht isoliert, fast die ganze von der Antenne ausgestrahlte Energie „verschlucken" und somit den Wirkungsgrad der Anlage auf ein Minimum herabdrücken. Die Isolation des Turmes erfolgt durch Einbau von Porzellandruckkörpern an den Auflagerstellen (Abb. 5 u. 6). Zwei größere Körper dienen zur Aufnahme der lotrechten Kräfte (Druck- und Zugwirkung), drei kleinere

zur Aufnahme der Horizontalschübe, und zwar zwei nach außen (je senkrecht auf eine Wandfläche) und einer diagonal nach innen gerichtet. Diese Porzellankörper sind bei richtiger Belastung imstande, ganz ungewöhnlich große Druckkräfte zu übertragen (Bruchgrenze bei etwa 1000 t). Mit einem so auffällig hohen Sicherheitsmaß wird deshalb gearbeitet, weil diese Körper anderseits wegen ihrer Sprödigkeit wieder äußerst empfindlich sind, besonders gegen Schlag, Stoß oder exzentrische Belastung. Meist wird die erforderliche zentrische Belastung durch Unterlegen und sorgfältiges Anziehen von Flachkeilen erzeugt. Die Firma C. H. Jucho benutzt hier Kugelkalotten und eine Zwischenlage aus Pappe.

Abb. 6. Isolierter Fußpunkt.

Bei Verwendung von Holztürmen fällt der immerhin mißliche Umstand der Isolierung fort. Für kleinere Verhältnisse, wo es sich um mehr oder weniger unbedeutende Antennenzüge handelt, und deshalb auch eine geringere Widerstandsfähigkeit verlangt wird, ist zweifellos der Holzturm das Gegebene. Kleinere Türme sind zudem in Holz noch billiger als in Stahl, schwache Belastung vorausgesetzt. Bei 80 bis 100 m Höhe dürfte der Anschaffungspreis derselbe sein. Hinsichtlich der Lebensdauer ist Stahl vorteilhafter. Braucht man jedoch Türme, die großen Beanspruchungen standhalten sollen, so muß man wohl oder übel zu der Konstruktion aus Stahl greifen.

Im Zusammenhang mit dieser allgemeinen Überlegung sei auch noch kurz auf die sogenannten verspannten Stahltürme hingewiesen. Der Anschaffungspreis beträgt im Vergleich zu den frei stehenden Türmen für eine Höhe von 100 m ungefähr $^2/_3$. Dieser Vorteil wird durch eine Reihe nachteiliger Eigenschaften wieder wettgemacht. Zunächst verlangt die Verspannung einen größeren Platz, ferner sind größere Unterhaltungskosten nötig, da die Standsicherheit schon bei der geringsten Verletzung eines Verspannungskabels ernstlich gefährdet ist, und nicht zuletzt steht auch der Elektroingenieur, was durchaus nicht unmaßgeblich ist, diesem System wegen seiner sogenannten Raumwirkung ablehnend gegenüber. Bei Türmen bis zu 120 m Höhe, also auch im vorliegenden Fall, hat sich das frei stehende System als das vorteilhaftere erwiesen. Je höher der Turm jedoch werden soll, desto mehr verschiebt sich die Wirtschaftlichkeit bei Gegenüberstellung zugunsten des verspannten Turmes.

Zum Schluß sei noch einiges über die Montage gesagt. Soweit es Transport und die auf der Baustelle erforderlichen Handlichkeiten zuließen, und soweit nicht andere Zweckmäßigkeitserwägungen vorlagen, wurden die Stücke bereits in den Werkstätten in Dortmund bzw. Hamm zusammengesetzt und vernietet. Auf der Baustelle selbst wurde einleuchtenderweise nur noch verschraubt. Die Montagepartie bestand aus einem erfahrenen Richtmeister und neun Arbeitern, zum Teil gewöhnliche Hilfsarbeiter aus der dortigen Gegend, die den von ihnen geforderten Arbeiten anfangs als Neulinge gegenüberstanden und sich erst einarbeiten mußten. Trotzdem wurde bei der schon sehr fortgeschrittenen Jahreszeit die Montage der beiden Türme innerhalb acht Wochen ausgeführt. Mitte Oktober wurde begonnen und Mitte Dezember konnten, Eis und Schnee trotzend, der Tannenbaum und eine weißblaue Flagge als Siegeszeichen auf den zweiten Turm gesetzt werden. Gerade der letzte Teil der Arbeiten, der bei ungünstigster Witterung durchgeführt werden mußte, stellte ungewöhnlich hohe Anforderungen an den Mut, die Geschicklichkeit und das Pflichtbewußtsein der in schwindelnder Höhe tätigen Arbeiter. Die Montage selbst erfolgte auf die Weise, daß an einem hölzernen Mastbaum, der am Turm festgemacht war und mit in die Höhe ging, die unten zu einem sogenannten Wandflächenschuß fertig zusammengesetzten Teile hochgezogen und oben verschraubt wurden. Trotz dieser schwierigen Montage war kein Unfall zu verzeichnen. In dem flachen Gelände weithin sichtbar ragen nun die beiden Türme stolz in die Höhe. Die Türme sind abwechselnd in fünf Ringen rot-weiß, den Vorschriften entsprechend, gestrichen. Es ist nötig, sie auffällig zu machen und nachts sogar zu beleuchten, da sie in der internationalen Fluglinie München—Schweiz liegen und den verkehrenden Flugzeugen bei den häufig auftretenden Ampernebeln sonst leicht ein verhängnisvolles Hindernis sein könnten.

Das neue Lichtspielhaus „Capitol" in Breslau.

Betrachtet vom ästhetisch-konstruktiven Standpunkt.

Von Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. **Friedrich Herbst**, Berlin.

In diesem Frühjahr ist in der Metropole des deutschen Ostens ein Bau erfolgreich vollendet und seinem Zwecke feierlichst zugeführt worden, der wegen der glücklichen Vereinigung von Architektur und Konstruktion, vor allem wegen der eigenartigen Schönheit und seltenen Großartigkeit seines durch Licht- und Farbenspiel ausgezeichneten Innenausbaues, auch wegen seiner gewandten Unterbringung auf gedrängtem Raum das Interesse eines weiten Leserkreises — der Baukünstler und Ingenieure — mit vollem Recht beanspruchen darf.

Es handelt sich um den Neubau des Lichtspielhauses „Capitol", eines Volltheaters in der Gartenstraße nahe der Schweidnitzer Straße in Breslau, das die durch die Errichtung moderner Bühnen und Theater bekanntgewordene Schauburg A.-G. — die Eigentümerin des Grundstücks — für etwa 1200 Zuschauer von einem bekannten Theaterarchitekten in Gemeinschaft mit einer Reihe angesehener Unternehmungen für Bau und Ausstattung jetzt hat erbauen lassen.

Das Theater wurde nach einer Gesamtbauzeit von rd. 10 Monaten — begonnen im Mai 1928 — zur Freude der Breslauer Bevölkerung am 20. Februar 1929 durch eine würdige und reiche Feier eröffnet. Es ist ein Lichtspiel-Palast, der künstlerisch vollendet durchgeführt und im modernsten Stil großstadtwürdig eingerichtet und ausgestattet ist, wohl der bemerkenswerteste Bau dieser Art im Osten des Reichs. Diese immer volkstümlicher gewordenen Lichtspiel-Theater, die bei künstlerisch und ethisch hochstehenden, dem Leben und der Natur, der Kunst und dem Vergnügen, sowie der Wissenschaft gewidmeten Vorführungen, der Erholung, Schaufreude und Bildung großer Volkmassen dienen können, haben in den letzten Jahrzehnten den schöpferischen Architekten und den erfinderischen, phantasiebegabten, rationell denkenden Ingenieur — in verständnisvoller Gemeinschaftsarbeit — vor recht anregende und interessante Bauaufgaben unserer Zeitepoche gestellt. Diese Lichtspiel-Theater haben sich in allen Kulturländern mit der Vervollkommnung des Lichtbilds aus ganz engen und primitiven Vorführungsräumen einfacher Darstellung zu prachtvollen Lichtbild-Palästen entwickelt, in denen eine mächtige Raum-, Farben- und Formensprache zum Ausdruck kommt. Der Kunst- und Kulturwert solcher Theater findet seinen stärksten Ausdruck in der glücklichen Verschmelzung von Bühnen- und Zuschauerraum zu einer Einheit des stimmungsvollen Erlebens im Banne der Gesamtwirkung des Theaters. Die oft recht glanzvolle und reiche Ausstattung solcher Theater neben ihrer praktischen Gestaltung für Freiheit von Umblick und Bewegung, für Bequemlichkeit und Annehmlichkeit, sowie für Feuer-, Verkehrs- und Standsicherheit erfüllt einen höheren Zweck und braucht nicht in jedem Fall als eine Vergeudung oder als ein Überfluß von Prunk aufgefaßt zu werden, weil es dem Handwerk und dem Kunstgewerbe lohnende Arbeit schafft, vor allem, weil es den Sinn für Raumschönheit durch Farbe,



Abb. 1. Hauptfront bei Abendbeleuchtung.
Photos (Abb. 1 u. 10 bis 14): Franz Linkhorst, Berlin-Halensee.

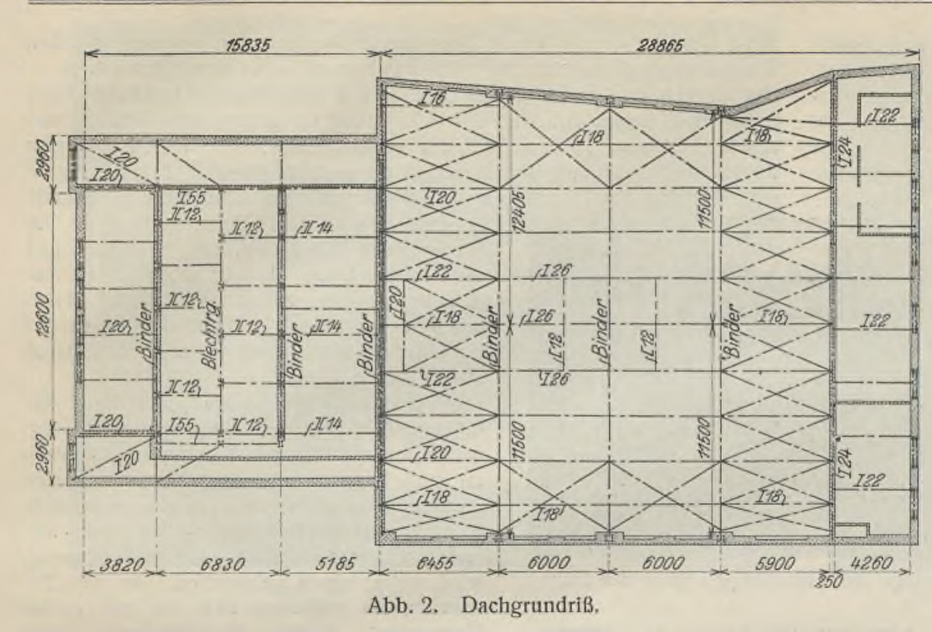


Abb. 2. Dachgrundriß.

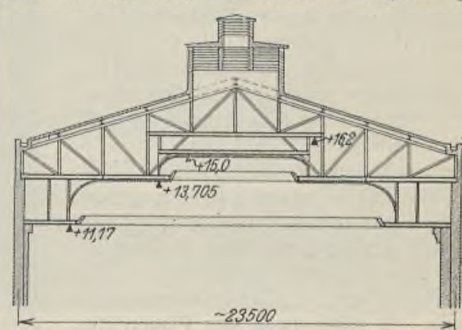


Abb. 3. Querschnitt des Theaters.

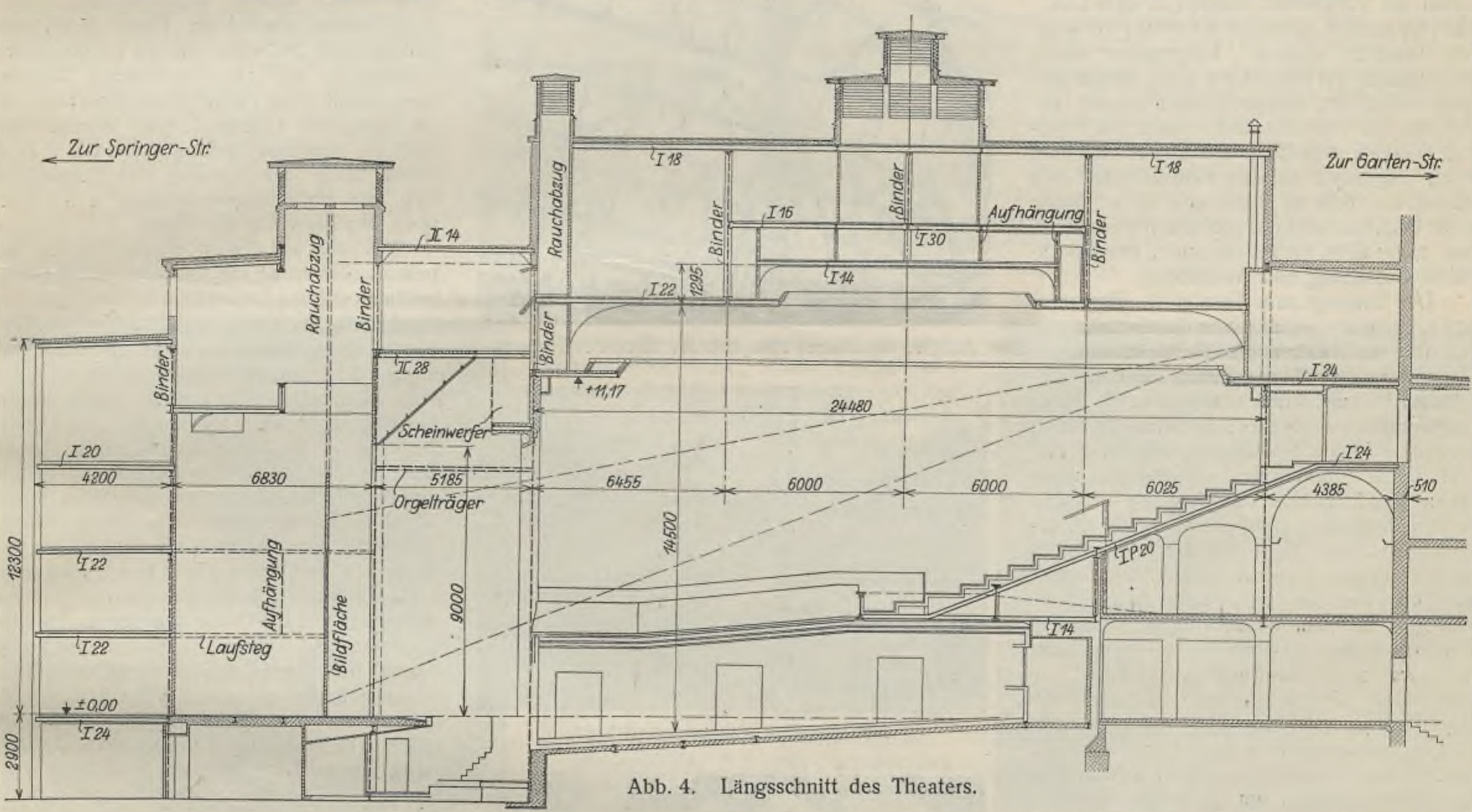


Abb. 4. Längsschnitt des Theaters.

Licht, Gliederung und Baustoff hebt, schließlich auch die Werbung der Kunststätten bei der breiten Masse fördert.

Solche Theaterschöpfungen der bildenden und redenden Kunst, die zugleich Kulturwerte der Zeit darstellen können — man denke an das Kolosseum in Rom und das Dionysostheater in Athen —, gelingen dem Architekten meist nur dann, wenn ihm für seine Schöpfung die entsprechende Konstruktion, der geeignete Baustoff und die richtige Einrichtung für Beleuchtung, Beheizung, Lüftung und Lichtspiel zur Verfügung gestellt werden. Als geeigneter Baustoff gilt heute — auch für solche Bauten — in bevorzugtem Maße der Stahlbau; er läßt sich allen Ansprüchen der Tragfähigkeit, Raumersparnis, Baubeschleunigung und der Einbaufähigkeit, sowie der Form jeder Architekturgestaltung bei geringer Bauhöhe und großer Raumweite einwandfrei anpassen, kann ferner bei und auch nach dem Bau den Änderungs- und Ergänzungswünschen von Bauleiter und Bauherrn Rechnung tragen. Schließlich läßt er sich fast unabhängig von Jahreszeit und Witterung leicht und einwandfrei herstellen, transportieren und unter schwierigen und gedrängten Raum- und Verkehrsverhältnissen schnell, sachgemäß und wirtschaftlich einbauen.

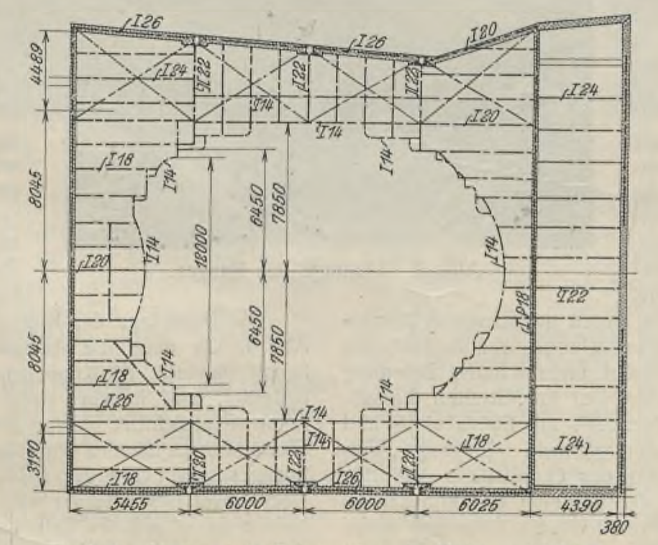


Abb. 5. Horizontale Trägerebene in Höhe + 11,17 m.

Was es für den Bauherrn, der möglichst schnell zum produktiven Gewinn seines investierten Kapitals gelangen will, bedeutet, wenn er trotz der Ungunst der Witterung im Herbst und Winter noch rechtzeitig sein Unternehmen fertig werden sieht, braucht hier wohl nicht weiter erörtert zu werden. Daß die Stahlbauweise selbst so ungewöhnliche Frostperioden wie in dem Katastrophen-Winter 1928/29 bei ihrer Eigenart zu überwinden vermag, beweisen viele bei 20° bis 30° Kälte durchgeführten Bauarbeiten.

Aus all diesen Erwägungen heraus hat wohl auch der den Entwurf und Bau leitende Architekt des „Capitol“ in Breslau — Friedrich Lipp, Berlin — diese Bauweise für die Beschleunigung des Unternehmens und für die interessanten und schwierigen Raumschöpfungen seines Theaterbaues gewählt. Er war von vornherein persönlich überzeugt, daß ihm der Stahlbau — in den Händen eines geeigneten Unternehmers — die sicherste Gewähr bot,

in der von ihm geplanten Zeit und Form den Bau einwandfrei und schnell durchzuführen. Seiner Auffassung hat die Erfahrung beim Bau recht gegeben.

Der neue Filmpalast sollte nach den Plänen für einen modernen Theaterbau vom Jahre 1926 auf dem von der Schauburg A.-G. am 18. Februar 1927 erworbenen Grundstück von 25 × 110 m Größe zwischen Garten- und Springerstraße im Jahre 1928 errichtet werden. Für die neue Bebauung war im Rahmen baupolizeilicher Bestimmungen in der Mitte des Grundstücks zwischen den benachbarten Häusern das Lichtspielhaus, zu beiden Seiten ein Hof, ferner an der Gartenstraße an Stelle des alten, Läden und Wohnungen enthaltenden Gebäudes die Anlage eines neuen Geschäftshauses mit dem Eingang zum Theater, schließlich an der Springerstraße ein ganz neues, 6 Geschosse umfassendes Geschäftshaus vorgesehen. Bei den gedrängten Bebauungsverhältnissen an und auf dem Grundstück blieb für das neue Theater außer dem Zugang zu ihm ein Raum von etwa 25 × 40 m Größe verfügbar, der in werteschaffender Form auszunutzen war. Es sollte nach den Plänen der Bauherrin und nach dem Entwurf des Architekten ein Volltheater werden, in dem Lichtbild-, Operetten-, Revue- und Varietévorführungen möglich wurden. Vorgesehen waren grundsätzlich ein Parkett, ein Rang-Parkett und Rang nebst den entsprechenden Logen, zusammen für 1200 Zuschauer, sowie ein Foyer und Vorraum, eine Eingangs- und Kassenhalle nebst Zugängen an der Gartenstraße, eine Bühne von 6,50 m Tiefe und 12 m Breite nebst Orchester und die üblichen Nebenräume, und zwar alles in neuzeitlicher, geschmackvoller Gestaltung und Ausstattung.

Der Eingang zum Theater — Eingangs- und Kassenhalle — führt von der Gartenstraße aus durch das zwischen zwei Nachbarhäusern in der Front von 25 m errichtete neue Geschäftshaus und durch einen etwa 23 m langen und 6 m breiten, überdeckten, auch als Foyer dienenden Zugang über den Hof unmittelbar zum Vorraum des Parketts nebst Garderoben. Neben dem Eingang befinden sich in demselben Gebäude an der Straße die beiden Ausgänge, ferner zu ebener Erde noch Läden. Dieses 6 Geschosse umfassende Geschäftshaus an der Gartenstraße, das zugleich den Eingang zum Theater repräsentiert, hat, um in ihm sozusagen das Gesicht des Theaters zum Ausdruck zu bringen, in seiner über die Nachbarhäuser sich erhebenden Form und in seiner glanzvollen Beleuchtungsausstattung einen entsprechend repräsentativen und monumentalen, z. T. eigenartigen Charakter erhalten, um in seiner nächsten Umgebung das äußere Gepräge einer Kunst- und Vergnügungsstätte in einer der belebtesten Straßen Breslaus offensichtlich zeigen zu können. Wie dieses Gesicht des Theaters in der Häuserfront der Gartenstraße am Abend in die Erscheinung tritt, zeigt die Lichtbildaufnahme Abb. 1.

Die von markigen Pfeilern gestützte, mit der leuchtenden Aufschrift „Capitol" bezeichnete Außenfront ist in einfachen und würdigen, wie straffen und hochstrebenden Formen gehalten, in einer lebendigen und glanzvollen Gestaltung von Licht und Farbe. Einladend und anziehend wirkt diese Fassade, oben mit Hochglanzplatten aus Goldkeramik, unten mit schweren Bronzeplatten bekleidet, im übrigen durch eine abwechslungsreiche Beleuchtung in Blau und Rosa wirkungsvoll, magisch belebt, unter scharfer Betonung der Pfeilerkonturen mit blaßrotem Moorlicht. Der im Mittelteil herausgezogene Gebäudekörper ist in Ziegelmauerwerk mit Stahlskelett- und Massivdecken aufgeführt. Die im Gebäude untergebrachten Eingangs-, Vor- und Kassenhallen — trotz der Raumbeengung des Grundstücks geräumig gestaltet — sind wie Foyers und Wandelhallen vornehm und künstlerisch ausgestattet, so daß den Besucher beim Betreten Wärme, Licht und Wohlbehagen umfangen müssen. Von diesen Vorräumen gelangt man durch den genannten Foyerzugang, ganz in Silber gehalten (auf der linken Seite des Grundstücks), z. T. über breite Treppen zu dem eigentlichen Zuschauerraum, der für etwa 1200 Personen — in drei Geschossen — das Parkett zu ebener Erde, darüber das Rang-Parkett und den Rang nebst den Logen enthält. Die Anordnung im Innern des Theaters veranschaulicht der Längsschnitt des ganzen Theaters (Abb. 4), der eine übersichtliche Darstellung des Ganzen — ohne weitere Erläuterung — geben dürfte und die Abmessungen enthält. In den Haupt- und Nebenräumen ist für Freiheit der Bewegung, des Umblicks und des Verkehrs, für Bequemlichkeit und Annehmlichkeit in zeitgemäßer und geräumiger Form, auch für die Sicherheit des Publikums bei Feuersgefahr ausreichend Sorge getragen.


Abb. 6. Montage des Gitterträgers über der Bühne.


Abb. 7. Die drei Hauptbinder über der Kuppel.


Abb. 8. Der Rangendquerträger.


Abb. 9. Montage des Ranges.

Die Nutzlasten von 500 kg/m² und das Eigengewicht der Bauanlage nehmen Tragwerke und Stützen aus Stahl auf, monumental und feuersicher ummantelt. Die ganze Bauanlage ist konstruktiv und wirtschaftlich, sachlich und einfach ausgeführt; über die architektonische Wirkung des Theaterinneren wird weiter unten gesprochen. An den Zuschauerraum schließen sich die mit ovaler Mauerwand hinten abgeschlossene, sich trichterförmig erweiternde Bühne nebst dem tiefliegenden Orchester und die erforderlichen Nebenräume an. Das vierstöckige Bühnenhaus enthält eine hochziehbare Bildebene, für das eigentliche Lichtspiel, einen Vorstellungsraum für Theateraufführungen von 6,5 × 12 m Größe, ferner den Vorhang, den Bühnenlaufsteg, die Entlüftungsvorrichtung und rechts oben den Raum für die Orgel.

Was nun an diesem neuen Theater das besondere Interesse von Architekt und Ingenieur verdient, auf den Laien einen nachhaltigen Eindruck macht, das ist die imposante Überwindung des Zuschauerraumes durch einen Kuppelbau eigen- und neuartigen Reizes und die Schaffung eines Raumgefühls von Einheit, Harmonie und Intimität im Theater. Es kam dem Baukünstler bei dem Innenausbau nicht nur auf den standsicheren und zweckentsprechenden Decken- und Wandabschluß an; er wollte aus einem körperbildenden Empfinden heraus durch eine glanzvolle und geschlossene Architektur vermöge reicher Gliederung in Form, Farbe und Licht Bühnen- und Zuschauerraum verschmelzen und das Ganze oben durch einen imposanten und kühnen Kuppelbau plastischer Gestaltung krönen. Der von der Kuppel überspannte Raum ist etwa 23 m breit und rd. 24,5 m lang, sowie rd. 14,5 m bzw. 16 m hoch. Die Decke ist oval gestaltet und eigenartig gegliedert; sie wird von zwei übereinander liegenden, verschieden großen Kuppelovalen gebildet, die von Scheinwerfern, Beleuchtungs- und Lüftungseinrichtungen, sowie von Bedienungsumgängen umgeben sind. Der Plafond der unteren und größeren Decke ist in Silber, der der oberen in Goldgrund gehalten. Eine solche plastische Gliederung (Abstufung) der Theaterdecke — durch verschiedenfarbige Bekleidung und abwechslungsreiche Beleuchtung wirkungsvoll gestaltet — verleiht natürlich dem Kuppelraum ein lebendiges und imposantes Aussehen, das im Rahmen des reich gegliederten Theaterraumes auf den Zuschauer nicht ohne Eindruck bleiben kann.

Die Bauanlage der Kuppel im Längenschnitt zeigt uns die genannte Abb. 4, die auch die Anlage der Zuschauerplätze und der Bühne im Schnitt darstellt. Die Kuppelanlage, die wohl eine interessante Neuschöpfung bedeutet, wird in einer Höhe von rd. 14,5 bis 16 m über dem Parterreraum — unsichtbar — von drei großen den ganzen Raum von rd. 24 m Weite überspannenden Stahlbindern getragen (Abb. 3), dessen mittlerer am hochgezogenen Untergurt (Abb. 4 u. 7) das kleinere, 1,30 m höher gelegene Deckenoval trägt; ferner wird die Kuppel gestützt von den angehängten Nebenträgern mit den Beleuchtungs- und Scheinwerfervorrichtungen.

An den drei auf den Seitenmauern gestützten Stahlbindern stützt sich, leicht und schwebend aufgehängt, ein Netz von Unterträgern (Abb. 2

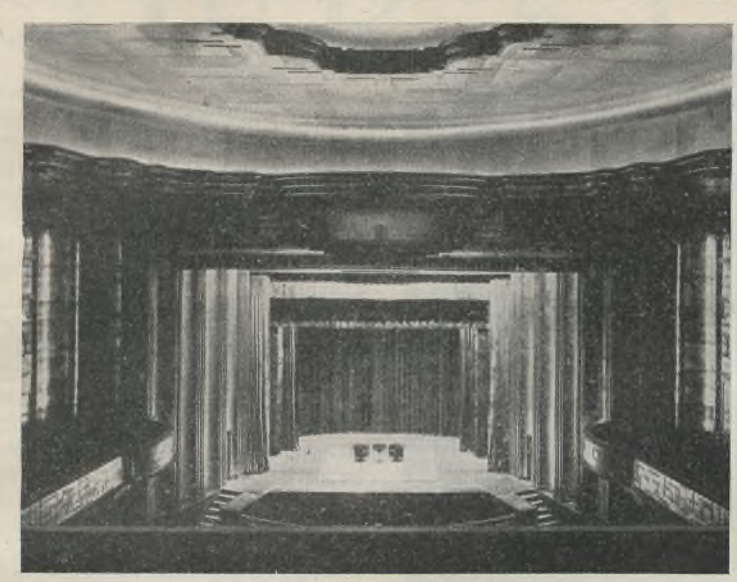


Abb. 10. Blick auf die Bühne.

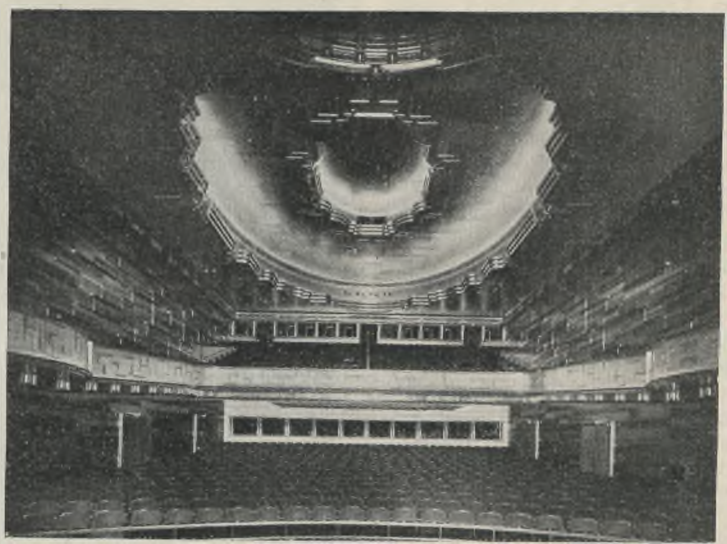


Abb. 11. Blick von der Bühne in den Zuschauerraum.

u. 5), die in einer äußerst schwierigen Konstruktion die oval und gerafft gebildeten, mit Stuck gegliederten Monierdecken der Kuppel nebst Seitenabschlüssen und den Lüftung schaffenden, über der Decke sich erhebenden Schwendelator horizontal und vertikal aufnehmen müssen. Die obere Kuppel enthält fünf Bühnenscheinwerfer.

Diese äußerst komplizierte, mit großer Gründlichkeit berechnete und eingepaßte Stahlkonstruktion, die den hohen Anforderungen einer großzügigen Raumgestaltung bei großer Enge nach den Plänen eines verwöhnten Architekten und Bauherrn genügen sollte und mit größter Beschleunigung bei Frostwetter eingebaut werden mußte, ist in den Abb. 2 bis 5 mit Abmessungen und Profilen dargestellt. Die Abb. 6 bis 9 veranschaulichen verschiedene Bauabschnitte der interessanten Stahlkonstruktion. Auf weitere Einzelheiten soll hier nicht eingegangen werden. Für die Herstellung solcher eigenartiger, schwebender, mit großer Feinheit herzustellenden Baukonstruktionen eignete sich nach Auffassung des Architekten am besten die ebenso leichte wie widerstands- und anpassungsfähige Stahlbauweise, die sich hier — auch bei dem Heran- und Einbringen großer Bauglieder auf engem Grundstück — glänzend bewährt hat.



Abb. 12. Blick gegen den Rangeingang.

Um dem Leser noch eine Vorstellung von der glanzvollen Innen-Ausstattung und -Einrichtung des Theaters zu geben, in dem sich Kunst und Technik glücklich vereinigt haben, sind noch die Abb. 10 bis 14 beigefügt; sie geben einen Blick auf die Bühne und in den Kuppelraum (Abb. 10), auf den Zuschauerraum gegen die Parkettlogen (Abb. 11) und gegen den Rangeingang (Abb. 12), eine Ansicht von Bühnenrahmen und Baldachin (Abb. 13), schließlich von der Eingangs- und Kassenhalle (Abb. 14).

Diese Lichtbildaufnahmen spiegeln den wohltuenden und intimen Eindruck wieder, den die Bekleidung und Gliederung von Wänden, Decken und Fußböden dieser Räume in licht- und farbenreicher Form auf den Besucher des Theaters auslösen müssen.

Die nachhaltigen Eindrücke vom Zuschauerraum gewinnt man von der Bühne aus (Abb. 11). Hier enthüllt sich dem schönheitssuchenden Auge in einem Bild, das zu schauen naturgemäß nur wenigen Besuchern vergönnt ist, eine prachtvolle Formen- und Farbensymphonie, in der Gold, Silber und Rot dominieren, die stimmungsvoll und lebenswarm wirkt. Vom halb verdeckten Orchesterraum (Abb. 4) her, der 40 bis 50 Musiker aufnehmen kann, steigen die sanft geschwungenen Reihen des hellroten Polstergestühls amphitheatralisch an, um sich im Hintergrund an den fünf Parkettlogen zu verlieren. Diese sind in ein tiefes, warmes Rot getaucht, während ihre Trennungspfeiler zu Lichtkörpern ausgestaltet wurden, um so lebhafte Farbenspiele auszulösen. Der vorspringende Rang wiederholt das Deckenmotiv der Kuppel in schlichteren Formen. Wie ein breiter gleißender Silberstreifen durchschneidet die Rangsbrüstung den Raum, um zur Bühne hin in halbkreisförmigen weit ausladenden, die ruhige Linienführung belebenden Vorsprüngen auszulaufen. Darüber wiederum das leuchtende Rot des Polstergestühls, unterbrochen von drei in gleicher Farbe gehaltenen Treppen, die aus den zehn Balkonlogen heraustreten, diese wurden mit kupfergoldfarbenem Seidenvelour ausgeschlagen.

Von den beiden Kuppeln erhielt die größere Silber-, die obere Goldbelag. Den Übergang zur flachen Decke vermittelt ein vielfach geschwungenes, stark ausladendes Profil. Die Wandaufteilung erfolgte durch Leisten in einem immer wiederkehrenden lebhaften Rhythmus.

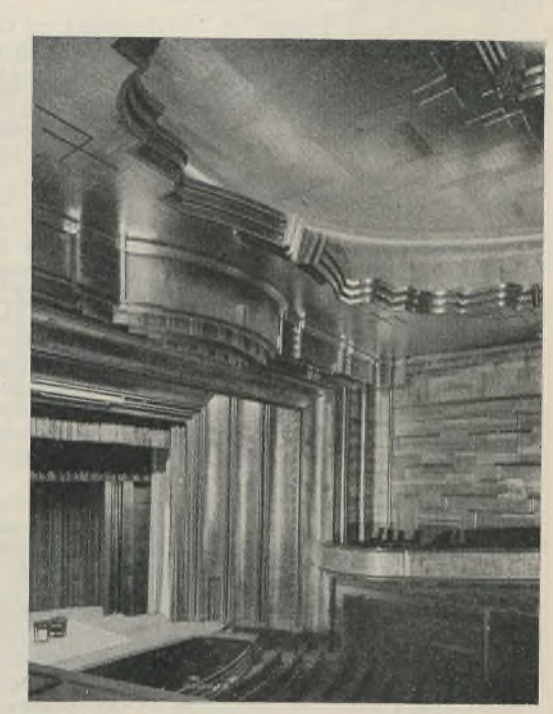


Abb. 13. Bühnenrahmen und Baldachin.

Mit besonderer Sorgfalt wurde die Angliederung der Decke an die Wände behandelt. Hier wandte der Schöpfer des Ganzen eine ebenso originelle wie in Formen- und Farbengebung gleich ansprechende Methode an, indem er ringsherum ein frei herunterhängendes Silberband (Schabracke) laufen ließ, das perlmutterartig mit den zartesten Farbennummern belegt wurde und sich noch einmal unter der Brüstung wiederholt.

Als ein Meisterwerk präsentiert sich die Bühnenseitenumrahmung, die sich viermal durch stark geschwungene Hohlkehlen (Abb. 13) zu einem 12×9 m großen, frei bleibenden Raum verjüngt und zu den Längswänden durch zwei weitere Hohlkehlenpaare den Anschluß erhält. Der schwierige Übergang zur Decke wurde durch einen in lebhaften Farben aufleuchtenden riesigen Baldachin vermittelt. Der ganze Innenraum des Theaters kann übrigens durch das indirekte Licht der Vierfarbensysteme in Stimmungen eingestellt werden, die die gesamte Farbenskala durchlaufen und damit zauberhafte Lichteffekte auszulösen vermögen. Es wird dieser äußere Eindruck in erhöhtem Maße zu

dem Kunstgenuß beitragen können, den letzten Endes das Theater bieten soll.

Neben der künstlerischen Gestaltung des Ganzen ist auch für eine dem Bedürfnis eines verwöhnten Publikums angepaßte Beheizung, Beleuchtung und Belüftung des Theaters in betriebssicher und technisch einwandfreier Einrichtung großzügig und modern Sorge getragen. In bevorzugtem Maße trägt zur Schönheit und Behaglichkeit der Räume wie zu den Vorführungen selbst ein ungewöhnlicher Aufwand an Effekt- und Hausbeleuchtungen bei; vom Umfang derselben kann man sich eine Vorstellung machen, wenn man bedenkt, daß hier 15 000 Glühlampen zu gleicher Zeit brennen können und im alten Opernhaus Berlins nur etwa 6000 Glühlampen vorhanden waren. Von unsichtbaren Quellen aus Wänden, Hohlräumen und Überhängen strömt das Licht. Die Beleuchtung des Hauses mit ihren zahllosen Abstufungen und Abwechslungen, die nach dem Vierfarbensystem verschiedene Farbenmischungen und einen prachtvollen Effekt auf den in Gold und Silber gehaltenen Decken und Wänden gestatten, ist wohl vorher in keinem Theater erreicht worden.



Abb. 14. Eingangs- und Kassenhalle.

Die Beheizung des ganzen Hauses erfolgt nach dem Luftheizsystem, so daß große Ventilatoren frische Außenluft ansaugen, filtern und erwärmen, dann in die Räume drücken, zum andern als verbrauchte Luft wieder abführen. Umgekehrt wird in heißen Sommern eine Kühlung der Räume dadurch geschaffen, daß die angesaugte und ins Haus gedrückte Frischluft durch besondere Kühlvorrichtungen auf das erforderliche Maß herabgekühlt wird.

In dem neuen Theater ist im Gegensatz zu den Kinos hinter der Lichtbildfläche eine auf das modernste ausgestattete Bühne für Operetten, Revuen, Varietés usw. eingerichtet. Die Bühne ist geräumig und besitzt Ober- und Unterbühne, sowie einen Rundhorizont, auf dem mittels eines besonderen Projektionsapparates u. a. ziehende Wolken, wie man sie bei einem Blick ins Freie wahrnimmt, dargestellt werden können.

Um ein möglichst vollkommenes und einheitliches Zusammenwirken aller Organe bei Vorstellungen ermöglichen zu können, sind Orchesterraum, Vorführungsraum, Beleuchtungsstand, Bühnenmeisterstand und Betriebsleiterstelle durch ein gutes Signal- und Telephonsystem einwandfrei verbunden.

Für den erhöhten Kunstgenuß ist eine 800 Pfeifen enthaltende, völlig unsichtbare Orgel seltener, ganz moderner Art eingebaut, deren reiche über den ganzen Raum sich ziemlich gleichmäßig verteilende Tonfülle der wechselnden Stimmungen des Films sich glücklich anpaßt und eine erhabene Stimmung des Zuschauers und Hörers zu schaffen vermag.

Der im Mai 1928 begonnene Bau des Theaters, bei dem auf engem Raum zeitweise Hunderte von Leuten tätig waren, konnte, wie schon anfangs erwähnt, nach anstrengender Arbeit aller Beteiligten, d. h. der Entwurfs- und Bauleitung, der Unternehmerschaft und aller Handwerker wie Mannschaften, dank verständnisvoller Zusammenarbeit am 20. Februar 1929 glücklich vollendet werden.

Die Entwurfs- und Bauoberleitung des gesamten Theaterbaues, der etwa 2 Millionen M. gekostet und etwa vierzig Unternehmer beschäftigt hat, lag in den Händen des Theaterarchitekten Friedrich Lipp, Berlin, der unter anderem auch das „Atrium“ in Berlin geschaffen hat.

Die Stahlkonstruktionen, auf die an dieser Stelle Wert gelegt wurde, sind von der Firma Breest & Co., Berlin, in Verbindung mit der Carlshütte Akt.-Ges. für Eisengießerei und Maschinenbau, Waldenburg-Altwasser, geliefert und eingebaut worden.

Vorstehende Ausführungen sollten dem interessierten Leser nur einen kurzen Überblick über ein Bauwerk geben, das auf dem Gebiete des Theaterbaues dieser Art wohl mit an erster Stelle steht und volle Beachtung bei Fachmann und Laien verdient.

Verschiedenes.

Verstärkung von Brücken mit Hilfe des Lichtbogenschweißverfahrens. Wie in Amerika geht man jetzt auch in England dazu über, stählerne Brücken, die den höheren Belastungen nicht mehr gewachsen sind, mit Hilfe des Schweißverfahrens zu verstärken. Im Railway Engineer, Heft 1, 1929, wird über eine derartige Verstärkung berichtet.

Da noch keine Erfahrungen mit geschweißten Brücken vorlagen, wurden zunächst Vorversuche zur Prüfung der Brauchbarkeit der Schweißung gemacht. Das Ergebnis war so günstig, daß die Bahnverwaltung sich entschloß, vorerst eine kleine zweigleisige Eisenbahnbrücke von etwa 4 m Spannweite durch Schweißung zu verstärken und die Versuche an diesem praktischen Beispiel fortzusetzen.

Abb. 1 zeigt den Querschnitt des mittleren der drei Blechträger. Für die neuen Kopfplatten, die an den oberen und unteren Flanschen anzubringen waren, mußte zuerst eine ebene Auflagerfläche geschaffen werden. Das geschah mit Hilfe von Futterblechen, die eine der Nietanordnung genau entsprechende Lochung erhielten und deren Dicke etwas größer war als die Höhe der Nietköpfe. Sie wurden an den Kanten mit den Trägerflanschen und in den Löchern mit den Nietköpfen verschweißt. Die eigentlichen Verstärkungsplatten erhielten an den Kanten ebenfalls Kehlnähte und außerdem in der Mittelachse in gewissen Abständen Lochschweißungen. Zur Erzielung einer größeren Scherfestigkeit wurden die genieteten Gurtwinkel nachträglich noch mit dem Steg und den Flanschen verschweißt. Die Verstärkung der Trogfahrbahntafel geht aus Abb. 2 klar hervor.

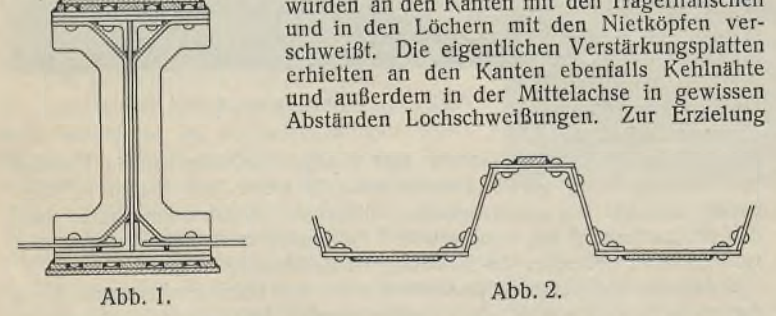


Abb. 1. Abb. 2.

Um Überkopfschweißungen möglichst zu vermeiden, wurden die Verstärkungsplatten oben schmaler, unten breiter als die Trägerflansche gehalten, so daß die Kehlnähte von oben gezogen werden konnten. Gänzlich ließen sich Überkopfschweißungen jedoch nicht umgehen, was durch die bei Verstärkungsarbeiten ja stets besonders schwierigen Verhältnisse erklärbar und entschuldbar ist.

Vor und nach der Verstärkung wurden an mehreren Punkten die auftretenden Spannungen gemessen. Dabei ergab sich eine Festigkeitszunahme, die im Minimum 71,5% betrug und einen Maximalwert von 105,5% erreichte. Die Kosten der Verstärkungsarbeiten beliefen sich auf etwa die Hälfte der Kosten für eine neue Brücke.

Auf Grund dieser günstigen Ergebnisse hat sich die Eisenbahnverwaltung entschlossen, zunächst noch einige andere kleinere Brücken auf diese Weise zu verstärken und dann auch zu größeren Brücken überzugehen. Bs.

Richtlinien für Schweißen im Stahlhochbau. Dem schnellen Eindringen der neuzeitlichen Schweißtechnik in den Stahlhochbau steht in Deutschland der Umstand entgegen, daß die Baupolizeibehörden mangels Vorschriften über Ausführung und Abnahme geschweißter Bauten geneigt sind, solche Entwürfe abzulehnen. Auf Anregung einer süddeutschen Baupolizeibehörde hat nun der beim Verein deutscher Ingenieure bestehende Fachausschuß für Schweißtechnik unter Mitwirkung in Frage kommender staatlicher und städtischer Behörden, des Deutschen Stahlbau-Verbandes und führender Schweißfachleute die Aufstellung von Richtlinien für Ausführung und Abnahme geschweißter Stahlbauten in Angriff genommen. Der erste Entwurf wurde in einer Sitzung in Dortmund am 1. Oktober eingehend beraten. Er wird alsbald in einer weiteren Sitzung des hiermit betrauten Sonderausschusses unter Leitung des Herrn Professor Dr. Hilpert von der Technischen Hochschule Charlottenburg fertiggestellt und sodann den in Frage kommenden Stellen und der Öffentlichkeit übergeben werden.

In ähnlicher Weise wie bei den vor einem halben Jahr in Gemeinschaftsarbeit aufgestellten und inzwischen von der Behörde in Kraft gesetzten Richtlinien für Herstellung und Abnahme geschweißter Ferngasleitungen soll dann die Eignung der neuen Richtlinien in der Praxis beobachtet werden. Als wertvolle Ergänzung der Richtlinien für geschweißte Stahlbauten hat der Fachausschuß eine Sammlung durchgebildeter Konstruktionen im Stahlbau begonnen, die voraussichtlich noch in diesem Jahre veröffentlicht werden kann. Dr.-Ing. W. Adrian.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang | BERLIN, 15. November 1929 | Heft 23

Alle Rechte vorbehalten.

Abtragung des alten Tragwerkes der Augartenbrücke in Wien.

Von Oberingenieur **Ludwig Ilosvai**, Wien.

Das Stadtbauamt der Gemeinde Wien führt in zielbewußter Weise fort, alle Verkehrswege der Bundeshauptstadt sämtlichen Erfordernissen eines modernen Großstadtverkehrs anzupassen. Zu den wichtigsten Aufgaben gehört es vor allem, die den Verkehr einschränkenden alten Brückentragwerke durch neue tragfähigere Bauwerke zu ersetzen.

Eines der ältesten Tragwerke über den Donaukanal im Zuge der Lastenstraße war die alte Augartenbrücke (s. Lageplan Abb. 1). Dieses im Jahre 1872, also noch vor der Wiener Weltausstellung entstandene Tragwerk hat seine Aufgabe durch fast 56 Jahre erfüllt. Die immer mehr anwachsenden Verkehrslasten und die Einschnürung des Straßenverkehrs auf der nur 11 m breiten Fahrbahn der Brücke haben schließlich das Schicksal dieses Tragwerkes besiegelt, eines Tragwerkes, das bei seiner Erbauung nur für leichten Pferdefuhrwerkverkehr bestimmt, schließlich neben zwei schwer belasteten Straßenbahngleisen auch noch zwei Lastkraftwagenreihen und zwei vollbesetzte Gehwege von je 4 m Breite getragen hatte. Im Einvernehmen mit der Aufsichtsbehörde mußten vom Wiener Stadtbauamt in den letzten Jahren Verkehrseinschränkungen vorgenommen werden. Das Stadtbauamt hat auch eine Verstärkung des alten Tragwerkes erwogen, welche durchaus im Bereiche der Möglichkeit gelegen wäre — da ja Stahltragwerke praktisch unverwüstlich sind —, doch hätte die nur 11 m breite Fahrbahn dem Straßenverkehr nur unzulänglich entsprechen können. Es wurde daher im Frühjahr 1928 der Entschluß gefaßt, die alte Brücke durch ein neues Tragwerk zu ersetzen.

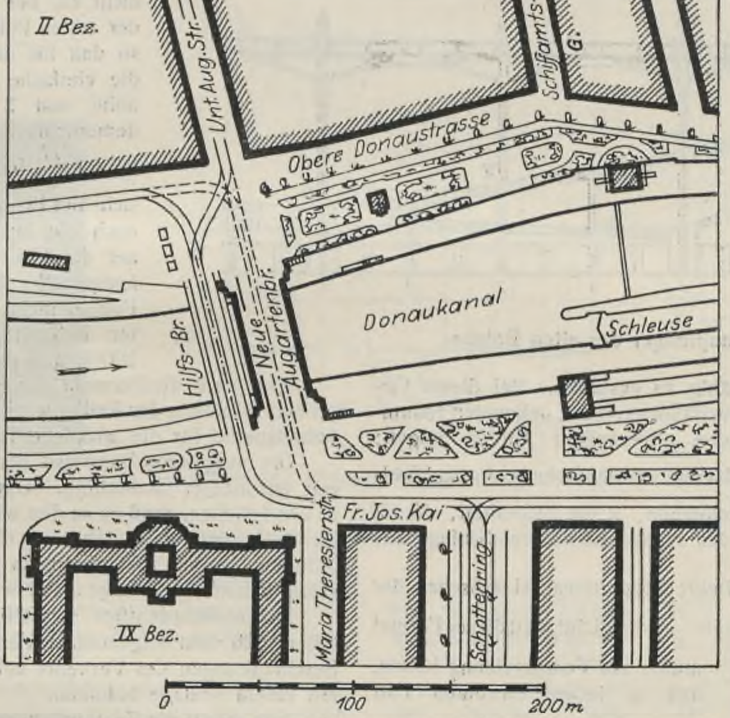


Abb. 1. Lageplan der Augartenbrücke.

Gelegentlich der Vorarbeiten wurde eine Verlegung des neuen Brückentragwerkes in die Achse der nahegelegenen Ringstraße (Abb. 1) erwogen, was eine Ablenkung des Lastenverkehrs aus der geraden Durchzugslinie zur Folge gehabt hätte. (Die Wiener Ringstraße selbst ist für den Schwerfuhrwerksverkehr gesperrt.) Der Einspruch der beteiligten Kreise führte zum Entschluss, die Achse des neuen Brückentragwerkes mit der alten Brückenachse zusammenfallen zu lassen. Da eine Ausschiebung des bestehenden Tragwerkes infolge seiner eigenartigen Lagerung auf hohen Steinpylonen nicht ernstlich in Frage kam, mußte für die Zeit des Umbaues eine Hilfsbrücke neben der bestehenden Brücke geschaffen werden. Es hätte zwar auch im Bereiche der Möglichkeit gelegen, das neue Tragwerk neben dem bestehenden auf provisorischen Jochen zu errichten, dann den Verkehr auf dieses Tragwerk umzuleiten und nach Abtragung der Altbrücke bzw. Errichtung der endgültigen Unterbauten das neue Tragwerk in seine endgültige Lage einzuschieben. Da dies aber neben relativ hohen Kosten von vornherein eine Festlegung auf gewisse Brückenformen und vor allem auch von vornherein den Ausschluß von Eisenbetontragwerken, infolge der Unmöglichkeit ihrer Ein- und Ausschiebung, bedingt hätte und außerdem die Einengung des Verkehrs durch das alte Tragwerk tunlichst bald behoben werden sollte, wurde die Errichtung einer Hilfsbrücke für relativ schwere Lasten beschlossen. Die oberhalb des alten Tragwerkes errichtete Hilfsbrücke (Abb. 2 u. 3) gestattet mit ihrer viergleisigen Fahrbahn den Verkehr der gleichen Regellasten, wie die im Jahre 1926 dem Verkehr neu übergebene stromaufwärts gelegene Friedensbrücke.

Ursprünglich wurde als Tragwerk der Hilfsbrücke die Wiederverwendung des im Jahre 1926 abgetragenen Tragwerkes der alten Brigittabrücke über dem Donaukanal erwogen. Im Sommer des Jahres 1928 gelangte jedoch eine provisorische Blechträgerbrücke mit obenliegender Holzfahrbahn zur Ausführung. Die Planung und Ausführung des auf eigenartigen Flußjochen gelagerten Hilfsbrückentragwerkes wurde den Brückenbauanstalten der Waagner-Biró A. G. (Wien-Graz) übertragen. Bei der Errichtung der Landjoche und der starken turmartigen Flußjoche der Hilfsbrücke zeigte sich die schlechte Beschaffenheit des Flußgrundes in ganz besonderer Weise, da die starken Pfähle der Joche in den normalen Eindringungstiefen keinen Halt fanden. Es mußten besondere Vorsichtsmaßnahmen

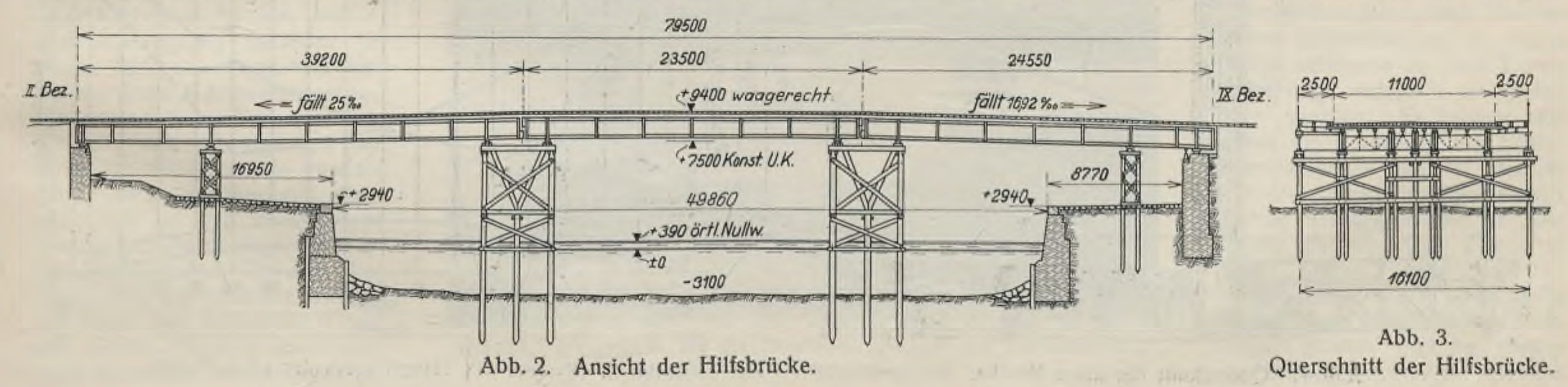


Abb. 2. Ansicht der Hilfsbrücke.

Abb. 3. Querschnitt der Hilfsbrücke.



Abb. 4.
Ansicht der alten Augartenbrücke.



Abb. 5. Pylonen der alten Brücke.

Abb. 6. Hauptträger der alten Brücke.

getroffen werden, um die Joche tragfähig zu gestalten. Bei dieser Gelegenheit sei auf die vollkommene Unverläßlichkeit der bekannten Rammformeln hingewiesen, welche folgenden allgemeinen Aufbau zeigen: $K = \frac{l}{n} F(P, Q, L) \frac{H}{e}$ (wobei K die zulässige Pfahlbelastung, P das Pfahlgewicht, Q das Bärgewicht, L die Pfahllänge, n die Sicherheit, H die Fallhöhe und e die Eindringungstiefe des Pfahles bei einem Schlage aus der Höhe H bedeuten).

Alle diese Formeln zeigen die direkte Proportionalität zwischen der Tragfähigkeit K und dem Längenverhältnis $\frac{H}{e}$; die Richtigkeit dieser Formel müßte zur Voraussetzung haben, daß in jedem einzelnen Fall $\frac{H}{e}$ ein von der Fallhöhe unabhängiger konstanter Wert sei. Nun trifft dies aber absolut nicht zu, bei steigendem H wächst e stärker als mit der ersten Potenz von H (manchmal sogar quadratisch, so daß für denselben Pfahl bei 4 m Fallhöhe sogar die vierfache Eindringungstiefe gegenüber einer Fallhöhe von 2 m Höhe festgestellt werden konnte; dementsprechend sank bei 4 m Fallhöhe das Verhältnis $\frac{H}{e}$ bis auf die Hälfte des Wertes herab, der sich bei 2 m Fallhöhe ergeben hatte, damit sank auch die indizierte Tragfähigkeit bis 4 m Fallhöhe auf die Hälfte des Wertes bei 2 m Fallhöhe). Der festgestellte Wert der Tragfähigkeit ist nach dieser Formel nicht unabhängig von der willkürlich gewählten Fallhöhe, die Abweichungen betragen bis zu 100% und darüber.

Abb. 7. Querschnitt der alten Brücke.

Aber auch die Formeln der Pfahlbelastung nach Dörr können mangels genauer Kenntnis der Reibungsziffern des Baugrundes keinen hinreichenden Anhaltspunkt für die wirkliche Tragfähigkeit des Pfahles geben.

Die aufgelöste Bauweise der Fundamente in Einzelpfähle ist sicher von besonderer Bedeutung. Um die Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise zu ermöglichen, muß es zu den wichtigsten Aufgaben eines jeden Institutes für Erdbaumechanik gehören, die Frage der Pfahlbelastung einer endgültigen Klärung zuzuführen, da die bekannten Formeln nicht einmal als grobe Faustformeln angesehen werden können.

Die außerordentlich sorgfältig fundierte Hilfsbrücke wurde im Oktober 1928 dem allgemeinen Verkehr übergeben, damit waren sämtliche Beschränkungen des Verkehrs auf dieser Brücke im Zuge der Lastenstraße mit einem Schlage behoben.

Nun schritt die Gemeindeverwaltung an die Abtragung des bestehenden Tragwerkes, welches sie nach einem Wettbewerbe ebenfalls der Waagner-Biró A.G. als Bestbieterin übertragen hatte.

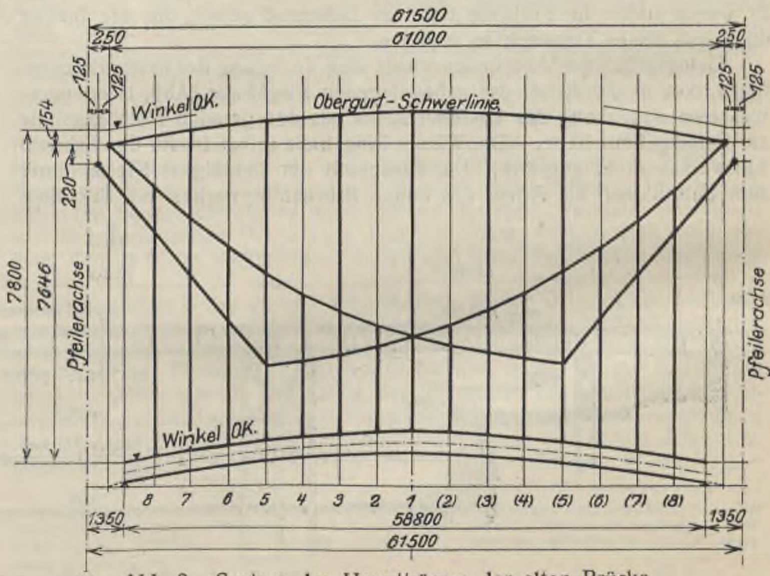


Abb. 8. System des Hauptträgers der alten Brücke.

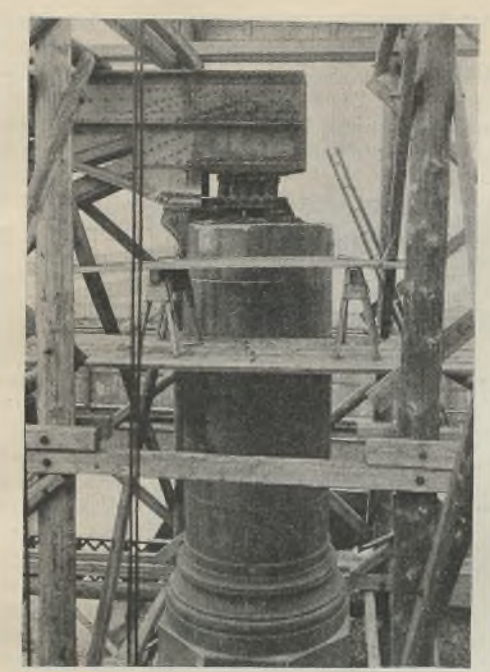


Abb. 9.
Bis zum Lager abgetragener Pylon.

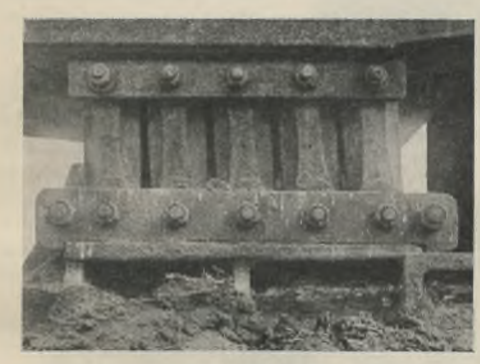


Abb. 10.
Freigelegtes Brückenlager.

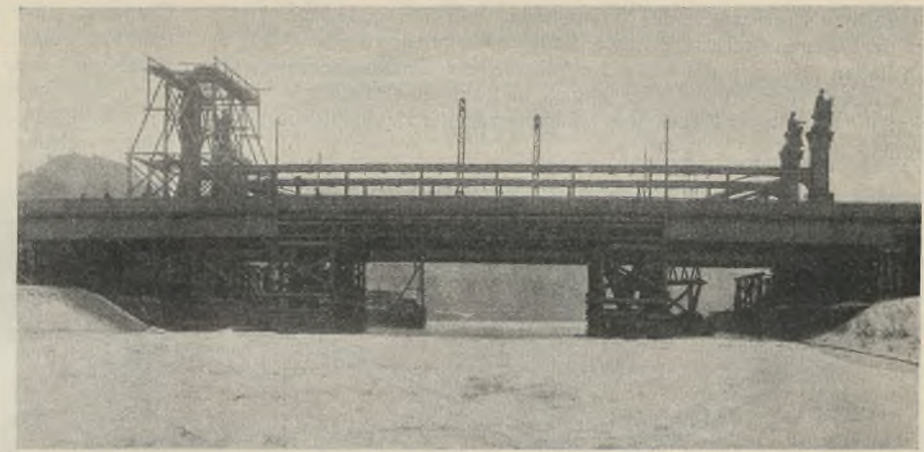
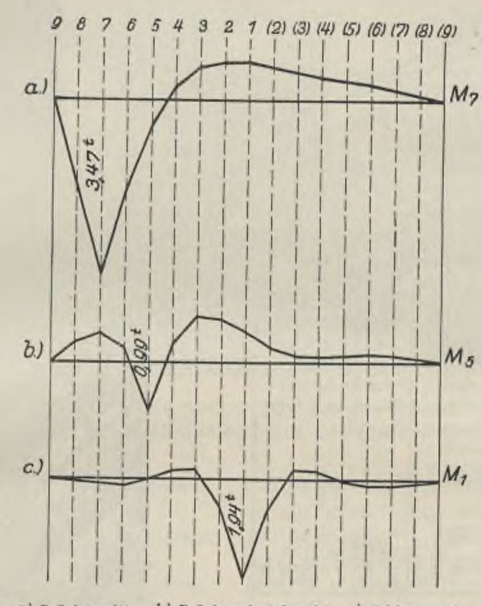
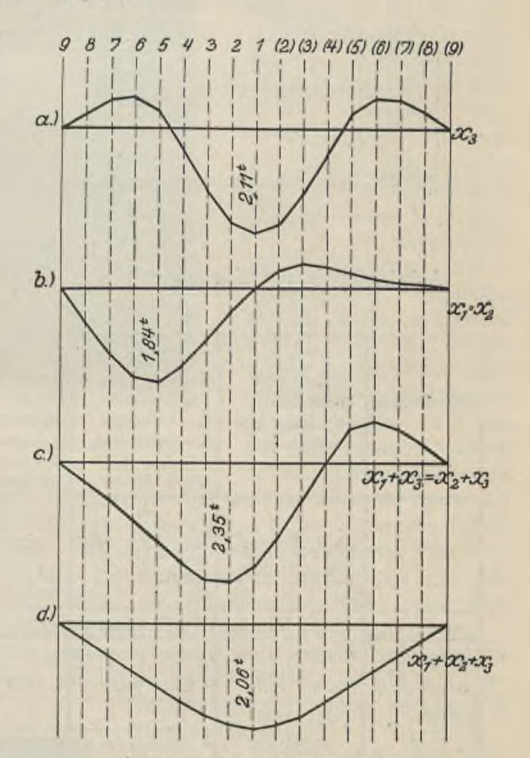


Abb. 13. Zugefrorener Donaukanal mit der Hilfsbrücke. Im Hintergrund das Gerüst zum Abbau der Pylonen.



a) Brückenmitte *b)* Brückenviertelpunkt *c)* Feldmoment

Abb. 12.
Einflußlinien der Momente der Streckbalken.



(Berechnung des Stadtbauamtes)
a) obere Hauptkette waagerechte Komponente x_1
b) Nebenkette „ „ x_2
c) untere Hauptkette „ „ x_3
d) Druckriegelkraft $x_1 + x_2 + x_3$

Abb. 11.
Einflußlinie der überzähligen Kräfte.

Während die Abtragung eines gewöhnlichen Balkentragwerks wohl kein weiteres Interesse beanspruchen kann, mag sowohl die Beschreibung des bestehenden Tragwerks als auch die Art seiner Abtragung für die Fachwelt einige Beachtung verdienen.

Das im Jahre 1872 von der französischen Brückenbauanstalt Five-Lille errichtete Tragwerk hat bei seiner eigenartigen Form eine gewisse Schönheit und Eleganz der Linienführung aufgewiesen, während man über den künstlerischen Wert der auf den mächtigen Pylonen errichteten Figuren geteilter Meinung sein kann (Abb. 4 u. 5). Der Baustoff des alten Tragwerks ist Schweißeisen belgischer Herkunft. Das Eisen hat eine Festigkeit von 34 bis 36 kg/mm² bei einer Dehnung von nur 5 % und einer Streckgrenze bis zu 31 kg/mm². Die eigentliche Ursache der außerordentlich hoch liegenden Streckgrenze ist noch nicht festgestellt; Proben, welche den abgetragenen Bauteilen in großer Zahl entnommen wurden, werden darüber Aufschluß geben. Vorderhand kann man wohl annehmen, daß der Werkstoff ursprünglich keine so hohe Streckgrenze hatte, sondern daß diese allmählich auf den hohen Endwert durch Überbeanspruchungen gehoben worden ist. Trotzdem das verwendete Schweißeisen sicherlich nicht von besonderer Güte war, hat das Tragwerk durch fast sechs Jahrzehnte voll entsprochen.

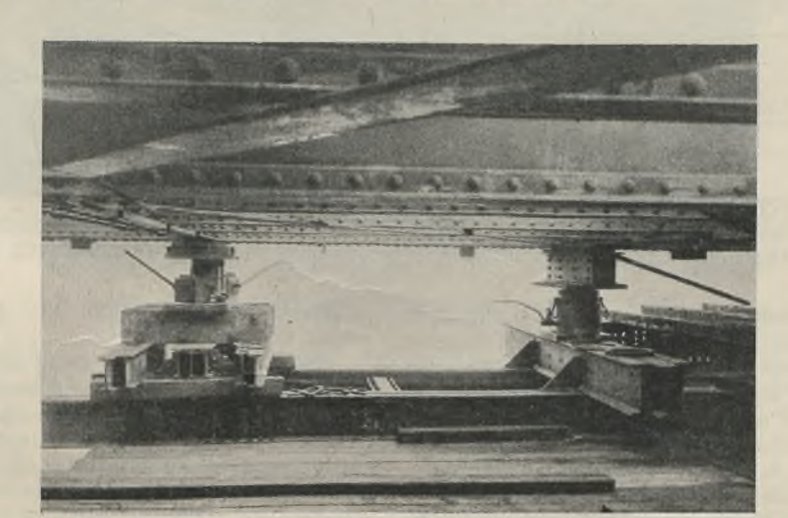


Abb. 14. Hauptjoche für die Brückendemontage mit 2 Wasserdruckpressen von je 300 t Tragkraft.

In Abb. 6 u. 7 ist das bestehende Tragwerk dargestellt, in Abbild. 8 ist das Tragwerksnetz angedeutet. Die Brücke hatte eine hölzerne Fahrbahn, welche ein Holzstöckelpflaster trug und auf einem eisernen Längs- und Querträgergerippe aufruhte. Dieses Gerippe wurde von zwei Haupttragwänden gestützt. Jede Wand erhielt als eigentlichen Träger einen kastenförmigen Streckbalken (Hutform) mit nur 7 mm starken Stehblechen. Dieser Streckbalken ist in den Vierteln seiner Stützweite und an seinen Enden einerseits an zwei Ketten aufgehängt, anderseits am Widerlager gestützt. Es handelt sich somit um einen über vier Felder durchlaufenden Balken, der an den drei Aufhängungspunkten der Ketten elastisch gelagert ist. Die durch die lotrechten Lasten in den Ketten hervorgerufenen waagerechten Kräfte werden in einen oberen waagerechten Druckriegel geleitet und in diesem gegenseitig aufgehoben, während

die lotrechten Druckanteile der Kettenglieder über Bewegungslager knapp unter dem oberen Druckriegel in die Endpylonen geleitet werden (Abb. 9). Diese hatten also in erster Linie die Aufgabe, den Großteil der lotrechten Auflagerdrücke der Brücke aufzunehmen und auf die Gründung zu übertragen; ihr dekorativer Zweck war infolgedessen der Hauptaufgabe untergeordnet.

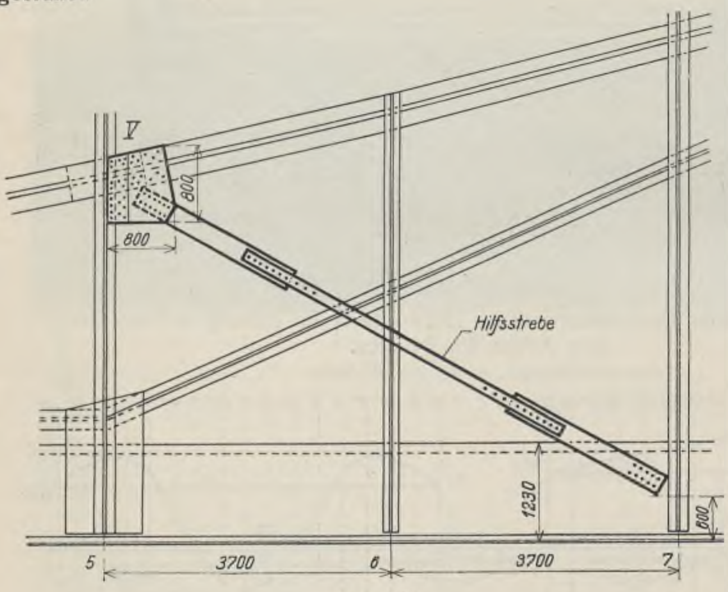


Abb. 15.
Anbringung neuer Zugbänder für die Streckbalkenversteifung.

Belastungsfall	Brücke nicht angehoben, unter Demontagebelastung		Anheben mit 61,8 t bis untere Kette spannungslos, Durchschneiden der unteren Kette, Einbau der Hilfs-Strebe		Weiteres Anheben mit 61,8+34,6=96,4 t bis Sprengriegel 0, obere Kette 0, oberer Auflagerdruck 0, Durchschneiden des Sprengriegels		Weiteres Anheben mit 96,4+12,2=108,6 t bis unterer Auflagerdruck 0	
	I		II		III		IIIa	
	Kraft	Spanng.	Kraft	Spanng.	Kraft	Spanng.	Kraft	Spanng.
Sprengriegel	−235,0 t	−404 kg/cm²	− 83,0 t	−172 kg/cm²	0	0	0	0
ob. Kette S_{max}	+146,0 „	+261 „	+ 92,0 „	+165 „	+ 37,0 t	+ 66 kg/cm²	+ 92,0 t	+ 165 kg/cm²
unt. Kette S_{max}	+103,0 „	+355 „	0	0	0	0	0	0
Streckträger M_1	+ 30,0 tm	±189 „	+ 27,5 tm	±174 „	+ 79,4 tm	−581 „	− 8,2 tm	− 246 „
Streckträger M_2	+ 36,6 „	±317 „	+ 43,4 „	±375 „	+ 78,0 „	−781 „	+ 13,4 „	− 370 „
Streckträger M_3	+ 24,9 „	±215 „	+ 26,2 „	±227 „	+ 36,6 „	−423 „	0	− 254 „
Streckträger M_4	− 4,3 „	± 37 „	− 21,0 „	±182 „	− 38,3 „	−438 „	− 42,0 „	− 618 „
Streckträger M_5	− 49,4 „	±257 „	−105,0 „	±546 „	−153,5 „	−874 „	−119,3 „	− 796 „
Streckträger M_6	+ 27,6 „	±239 „	− 2,1 „	± 18 „	− 60,9 „	−633 „	− 89,0 „	−1024 „
Streckträger M_7	+ 52,0 „	±346 „	+ 41,5 „	±277 „	− 38,1 „	−344 „	−128,5 „	−1067 „
Streckträger M_8	+ 46,6 „	±307 „	± 46,6 „	±308 „	+ 12,0 „	− 60 „	− 57,1 „	− 381 „
Vertikalen					V_5 −30,0 „	σ_k −524 „	V_5 −69,0 „	σ_k −1200 „
Auflager ob.	87,4 t		25,6 t		0		0	
Auflager unt.	21,2 „		21,2 „		12,2 t		0	
Neue Strebe	0	0	0	0	+ 43,0 „	+716 „	+104,0 t	+1735 „
Hubkraft	0		61,8 „		96,4 „		108,6 „	
Normalkraft im Streckbalk.	0		0		− 38,1 „		− 91,6 „	

Abb. 17. Zusammenstellung der Spannungen im Tragwerk während der Demontage und schematische Darstellung des Demontagevorganges.

Merkwürdigerweise hatte die Brücke überhaupt keine festen Lager. Dieser Mangel an festen Lagern hat auch zu Bewegungserscheinungen an den oberen Lagern der Brücke und damit der einzelnen Schichten des Pylonenmauerwerks geführt, welche erst durch besondere Maßnahmen zur Ruhe gebracht werden konnten. Bei der Demontage zeigte es sich auch, daß die Stelzen der oberen Pylonenlager eine bis zum Anliegen der Stelzen an das Mauerwerk gehende Schiefstellung aufwiesen (Abb. 10).

Es ist nicht uninteressant, daß dieses Tragwerk, welches von seiner ursprünglichen Belastung so stark abweichenden Beanspruchungen ausgesetzt war, bei der Errichtung der Brücke im Jahre 1872 als ein auf fünf starren Stützen ruhender Träger berechnet worden ist. Auf dieser Grundlage sind auch die Kettenzüge und die Druckriegelbeanspruchung ermittelt worden. Diese im Sinne der Elastizitätslehre vollkommen falsche Berechnung des Tragwerkes und wahrscheinlich auch die unter Zwangspannungen vorgenommene Montage des Tragwerkes haben zu sicherlich ganz bedeutenden örtlichen Überanspruchungen im ganzen Tragwerk geführt, welchen das nicht besonders gute Schweißeisen dank seines

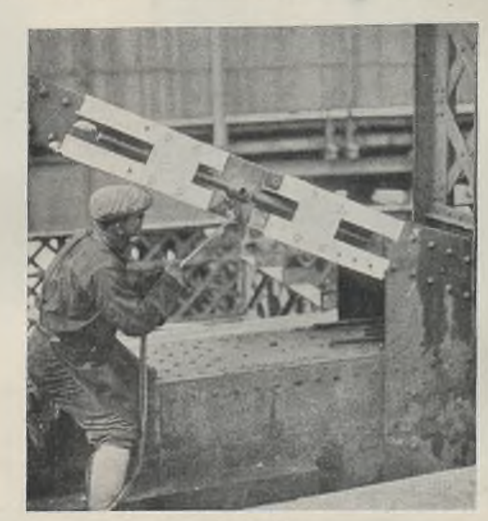


Abb. 16.
Spannschloßsicherung der Schnittstellen.



Abb. 18. Das provisorische Zugband ist eingeführt, die untere Kette ist durchschnitten.

plastischen Verhaltens trotz aller Lasterhöhungen im Laufe der Jahrzehnte begegnen konnte.

Daß dieses Tragwerk trotz der falschen Berechnung im Sinne der Theorie elastischer Tragwerke dennoch entsprochen hat, kann auch als praktischer Beweis des Satzes angesehen werden, daß es vollkommen hinreichend sei, ein statisch unbestimmtes Tragwerk für einen möglichen Gleichgewichtszustand ohne Berücksichtigung der elastischen Formänderungen genau zu bemessen; im plastischen Bereich wird sich der der Bemessung zugrunde gelegte Gleichgewichtszustand automatisch einstellen. Es kann also der tatsächliche Gleichgewichtszustand im elastischen Bereich

unter der oben angegebenen Voraussetzung von dem Zustand, nach dem die Bemessung erfolgt, grundverschieden sein, ohne die geringste Gefährdung der Sicherheit im Tragwerk herbeizuführen. Da aber für das Tragvermögen eben der plastische Bereich maßgebend ist und die zulässige Last einen bestimmten Bruchteil dieses Tragvermögens darstellt, muß für die Bemessung das Tragwerkverhalten im plastischen Bereich herangezogen werden. Es darf die Streckgrenze bei *n*fach unbestimmten Tragwerken dabei ohne Weiteres an *n* Stellen lokal überschritten werden.[1])

Im Jahre 1927 ist das Tragwerk, dessen Gewicht rd. 500 t betragen hatte, im technischen Büro der Waagner-Biró A.G. einer genauen Nachrechnung unterzogen worden, wobei der elastischen Stützung des Streckbalkens Rechnung getragen wurde. Das dreifach unbestimmte Hängewerk, als dessen Überzählige die Horizontalkomponenten der drei ideellen, übereinandergelagerten Ketten in die Rechnung eingeführt wurden, ergab keine Übereinstimmung mit den Ergebnissen einer Belastungsprobe. Erst die neuerliche Nachrechnung durch die Brückenbauabteilung des Wiener Stadtbauamtes bei gleichzeitiger Berücksichtigung der Biegungsfestigkeit des oberen Druckriegels zur Aufnahme der Querkräfte hat zu einer Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung geführt. Die charakteristischen Einflußlinien der überzähligen Größen und einiger Streckbalkenpunkte sind in Abb. 11 u. 12 ersichtlich.

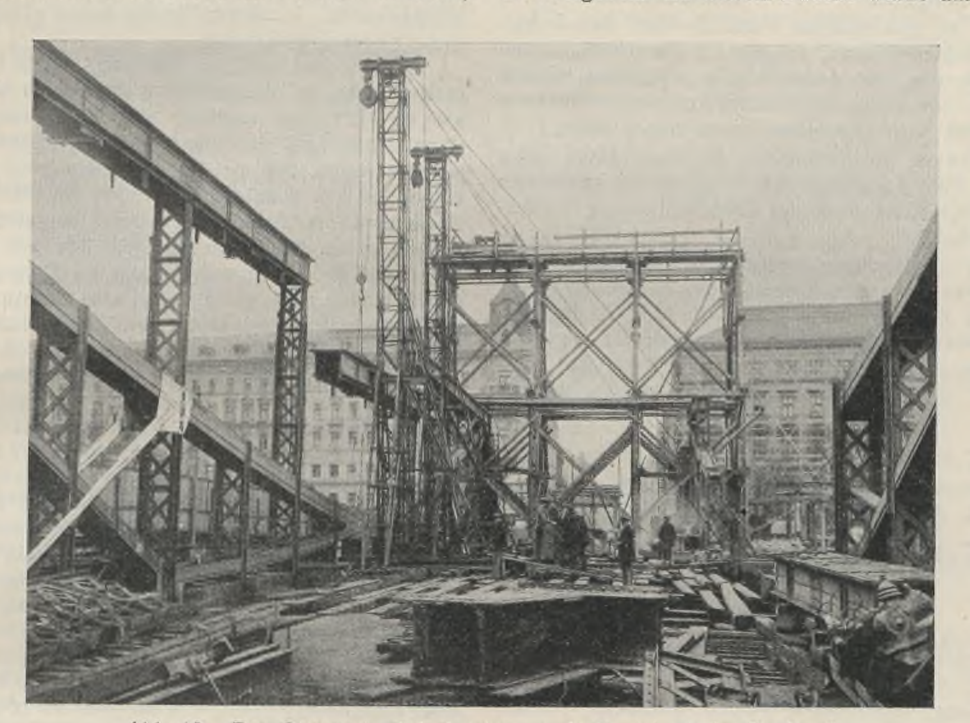


Abb. 19. Der Obergurt wird abgetragen, das provisorische Zugband ist weiß hervorgehoben, die Schnittstelle der unteren Kette ist angedeutet.

Was nun die Abtragung des eigentlichen Brückentragwerkes anbelangt, so war diese durch folgende Momente bestimmt:

1. Es war für die Schiffahrt eine 25 m weite Öffnung frei zu halten.
2. Es sollte aus wirtschaftlichen Gründen ein Minimum an Gerüstteilen verwendet werden und die Zahl der zu schlagenden Pfähle auf ein Mindestmaß herabsinken. Leider hat die Erfüllung dieser Forderung nicht genügen können, den Wirkungen der schweren Unbilden des Winters 1928/29 mit seinen ungeheuren Schnee- und Eismassen zu entgehen. Die Umgebung der Baustelle und der Fluß boten zeitweilig den Anblick einer Polarlandschaft (Abb. 13).
3. Das Anheben des hochgradig statisch unbestimmten Tragwerkes bzw. seine Unterstützung in Zwischenpunkten durfte nicht beliebig häufig erfolgen, da eine genaue Kontrolle der Spannungen während der Demontage unbedingt geboten war und eine solche nur bei einer beschränkten Anzahl von Hubpunkten möglich war. Als Unterstützungspunkte kamen daher nur die Eckpunkte der Kettenpolygone, also nur die Viertelpunkte in Betracht, da die Brückenmitte wegen der Freihaltung der Schiffahrtöffnung ausscheiden mußte (Abb. 14).

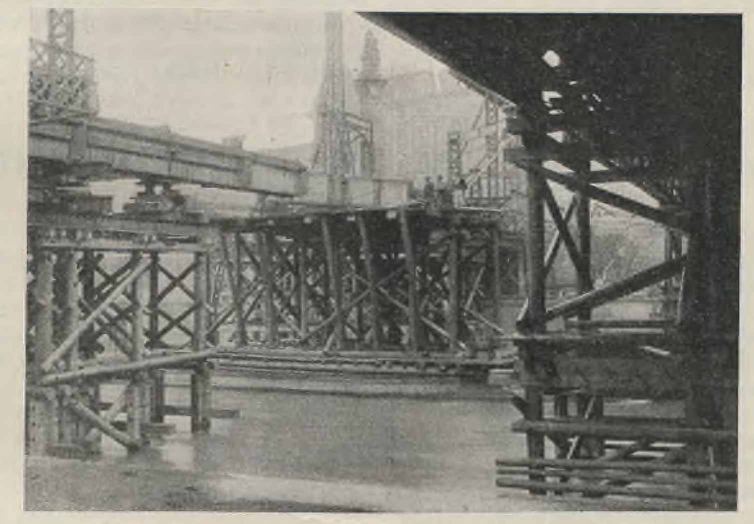


Abb. 20. Ausschwimmen der mittleren Streckbalkenteile.

[1]) Dieser Satz gilt in der obigen Form ohne Einschränkung für einen bestimmten Belastungszustand; bei veränderlicher Laststellung sind Wechselspannungen zu berücksichtigen. Der Knicksicherheit gedrückter Elemente muß auch besonders Rechnung getragen werden (s. Grüning, Kulka, Schachenmeier, Maier-Leibnitz, Kist u. a.).

Das Tragwerk wurde also in den beiden Viertelpunkten mit hölzernen Jochen unterfangen, auf welchen Wasserdruckpressen die Anhebung des Tragwerkes ermöglichten.

Der Demontagevorgang ging von dem Grundgedanken aus, durch allmähliche Entlastung das Gewicht der Brücke herabzusetzen und durch Ausschaltung bzw. Entlastung der einzelnen Kettenglieder die Brückenlasten in der Mittelöffnung endlich nur dem übrigbleibenden Streckbalken zu übergeben. Zu diesem Zwecke wurde durch allmähliches Anheben ein Kettenglied nach dem anderen spannungslos gemacht und im spannungslosen Zustand durchschnitten. Damit der Streckbalken nach Durchschneidung der oberen Kettenglieder zeitweilig auch noch das Gewicht des Obergurtes und der Ketten tragen könne, wurden provisorische kurze Streben eingeschaltet (Abb. 15), welche es verhinderten, daß der mittlere Aufhängungspunkt des Streckbalkens vorzeitig freigegeben werde. Es wurden außerdem an den Schnittstellen Sicherungen getroffen, damit — für den Fall, daß die Spannungen des hochgradig statisch unbestimmten Systems von den rechnerischen ein wenig abweichen sollten — das Zerschneiden keine ruckartigen Bewegungen im Tragwerke auslöse. Die Schnittstellen wurden daher mit Spannschlössern gesichert, welche allmählich entlastet werden sollten, falls die Spannung an der Schnittstelle noch nicht den rechnerischen Nullwert erreicht haben sollte (Abb. 16). Es hatte sich später gezeigt, daß diese Vorsichtsmaßregel überflüssig war, da die rechnerischen Spannungen gut mit den gemessenen übereinstimmten, die Schnittstellen daher fast spannungslos und die Spannschlösser daher auch schlaff geblieben waren.

Den obigen Entwicklungen entsprechen fünf Arbeitsabschnitte des Trägers bei der Demontage, die in einer Rechnungstabelle (Abb. 17) zusammengefaßt und schematisch dargestellt sind.

I. Zu allererst mußte das Tragwerk von allen überflüssigen Bauteilen entlastet werden. Es wurden daher im Mittelteil zwischen den Unterstützungspunkten 5 und (5) die Gehwegkonsolen, der Fahrbahnbelag und die Längsträger entfernt, so daß das Metergewicht für einen Hauptträger auf 3 t herabsank, während im Seitenteil ein Metergewicht von 4,5 t für einen Hauptträger vorhanden war. Diese Demontagebelastung charakterisiert den Arbeitsabschnitt I der Abtragung. Die unter dieser Demontagebelastung im unbestimmten Tragwerk wirksamen Kräfte und Spannungen sind in der Spalte I der Tabelle (Abb. 17) eingetragen.

II. Nun erfolgte das Anheben der Brücke auf den Jochen unter 5 und (5) bis zu einem Pressendruck von 60 bis 65 t. Bei diesem Auflagerdruck mußte rechnerisch die in Abb. 6 ersichtliche Kette IX—5 spannungslos werden. In diesem Zustand wurde sie durchschnitten. Schon vorher wurden die provisorischen Zugbänder V—7 in ihren Anschlüssen in beiden Punkten vorbereitet (Abb. 19). Nach Durchschneiden der unteren Kette IX—5 wurde das neue provisorische Zugband V—7 ohne Spannung geschlossen (Abb. 18). Damit war der zweite Arbeitsabschnitt abgeschlossen.

III. Dann erfolgte ein weiteres Anheben in den Unterstützungspunkten 5 und (5) bis zu einem Pressendruck von 95 bis 100 t. Bei

diesem Auflagerdruck sollten sich die oberen Lager auf den Pylonen gerade lüften und damit einen spannungslosen Zustand des oberen Druckriegels IX—(IX) herbeiführen, so daß das Durchschneiden des Druckriegels leicht erfolgen konnte. Dieser Zustand ist gleich den anderen in Abb. 17 dargestellt.

IV. Es wurden hierbei die durchschnittenen Kettenglieder und Druckriegel entfernt, so daß nur das in der Spalte IIIa der Abb. 17 schematisch dargestellte Rumpftragwerk übrigblieb.

V. Schließlich erfolgte in den Punkten 5 und (5) über den Jochen ein Nachlassen der hydraulischen Pressen, solange bis die provisorischen Zugbänder spannungslos wurden und damit wieder ausgebaut werden konnten, so daß schließlich nur mehr der Streckbalken die verbliebene relativ kleine Brückenlast auf 30 m Stützweite frei zu tragen hatte.

Nunmehr konnte auch an das Durchschneiden der Streckbalken selbst und an das Ausschwimmen ihrer Teile über der Mittelöffnung geschritten werden, während die Seitenfeldteile nach der Durchschneidung zurückgerollt werden konnten (Abb. 20).

Dieser scheinbar etwas umständliche eigentliche Demontagevorgang bis zur Durchschneidung aller tragenden Kettenglieder konnte für jeden Hauptträger in einem Tage durchgeführt werden. In Abb. 21 sind die Punkte ersichtlich, an denen zur Kontrolle Spannungsmesser angesetzt waren. Diese Instrumente zeigten bis auf den Obergurt, der auch Biegungsspannungen erhielt, fast vollkommene Übereinstimmung mit der Rechnung.

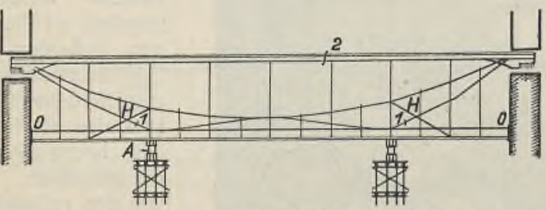


Abb. 21. Ansatzpunkte der Spannungsmesser.

Die für die Demontage verwendeten beiden Flußjoche bleiben stehen und werden zum Zusammenbau des neuen Tragwerkes herangezogen.

Ziffernmäßig haben sich folgende Ergebnisse bei der Demontage gezeigt: Zuerst wurden die Wasserdruckpressen A angesetzt und der Untergurt an den Punkten 0 gelöst, da er in den Pylonen eingemauert war und die Brückenabhebung gehindert hätte. Dann wurde die Brücke in vier Punkten durch die Pressen A mit je 64 t angehoben, um die unteren Nebenketten zu entspannen und in den Punkten 1 durchschneiden zu können. Die Entlastung wurde an der flußabwärtigen Tragwand in den Punkten „1" mit je einem und im Punkte „2" mit vier Spannungsmessern beobachtet. Die Rechnung (Tafel 17) ergab für den Belastungszustand der Demontage in der unteren Nebenkette eine Zugspannung von 365 kg/cm², welche bei Anhebung der Brücke mit vier Kräften von je 61,8 t auf 0 reduziert werden sollte und im Obergurt eine Druckspannung von 404 kg/cm², welche bei einem Pressendruck von 61,8 t bis auf 172 kg/cm² abfallen und bei einem Pressendruck von 96,4 t ganz verschwinden sollte.

Die Messungen mit den Huggenbergschen Apparaten ergaben bei einem Pressendruck von ungefähr 64 t (also bei einem etwas höheren als den oben angeführten rechnerischen Werte) Druckspannungen von 351 kg/cm² bzw. 390 kg/cm² in den beiden Meßpunkten der unteren Nebenketten. Das Durchtrennen der Hängeketten selbst ging vollständig rucklos vor sich; beim Lockern der an den Schnittpunkten angebrachten Schraubenspindeln erfolgte weder eine Annäherung noch eine Entfernung der Schnittränder, was auf völlige Spannungslosigkeit der Zugketten schließen läßt. In diesen Gliedern haben also Rechnung und Messung gut übereingestimmt.

Im Obergurt trat bei Anhebung mit 64 t eine Entspannung um ungefähr 142 kg/cm² (die Rechnung hatte einen Abfall von 404 auf 172 kg/cm², also rd. 232 kg/cm² ergeben) ein. Die Ursache dieser Differenz dürfte darin liegen, daß die Lager des Obergurtes so unbeweglich und festgerostet waren, daß sie der Längenänderung des Obergurtes Widerstand entgegensetzen konnten; es wurden die Steinpylonen ausgebogen, deren Widerstand die Zugspannung des Obergurtes herabsetzte. Erst als die Anhebung der Brücke so weit gediehen war, daß sich die oberen Lager lüfteten und die Längenänderung des Druckgurtes ungehindert vor sich gehen konnte, trat gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Spannungsmessung auf. Schließlich wurde die Brücke mit vier Kräften von je 141 t gehoben, also mit einem weiteren Druck von je 141 — 64 = 77 t; hierbei zeigten die Spannungsmesser am Obergurt Werte von 182, 200, 202 und 224 kg/cm², während rechnungsmäßig bei einer Pressendrucksteigerung von 61,8 t auf 96,4 t, also um 34,6 t, eine Entspannung um 172 kg/cm² auf 0 hätte eintreten sollen. Nach Durchschneiden des Obergurtes und Nachlassen der Sicherheitsschraubenspindeln trat auch ein leichtes Klaffen des Schnittes ein, das zeigte, daß die Hebung zu weit getrieben worden war und der Obergurt Zug erhalten hatte.

Die gesamten Messungen wurden vom städtischen Bauleiter Herrn Bauoberkommissär Ing. O. Mermon der Mag.-Abt. 33 in umsichtiger Weise geleitet. Das Ergebnis der Messung wurde mir in dankenswerter Weise zur Verfügung gestellt.

Schlußwort: Nach den bisherigen Erfahrungen genügen Brückentragwerke nach 50 Jahren nicht mehr den Anforderungen des Verkehrs. Diese Tatsache wird bei den neueren Brückentragwerken um so mehr zutreffen, als die viel weitgehendere Ausnutzung des Baustoffes gegenüber den alten Tragwerken keine außerordentlichen Erhöhungen der Verkehrslasten gestattet. Dies gilt für Eisenbetonbrücken mit ihren bis aufs äußerste hinaufgeschraubten Beanspruchungen und ihrem spröden Baustoff trotz ihres etwas höheren Eigengewichts in höherem Maße als für zähe Stahltragwerke. Ein außerordentlicher Vorteil der Stahltragwerke liegt aber, wie auch in diesem Falle gezeigt worden ist, in der leichten Beseitigungsmöglichkeit solcher Tragwerke, wenn sie den Anforderungen des Verkehrs weichen sollen.

Es dürfte in Kürze auch von seiten des Wiener Stadtbauamtes die Veröffentlichung über das Ergebnis des scharfen Wettbewerbes für die Erbauung der neuen Augartenbrücke erfolgen.

Unter den verschiedenen Entwürfen wird auch die Beschreibung des zur Ausführung gelangenden Tragwerkes aus hochwertigem Baustahl St 44 von Interesse für die Fachwelt sein.

Kann durch Zugabe von Material eine Erhöhung der Beanspruchung eintreten?

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **Harry Gottfeldt**, Berlin.

Wird bei der Bemessung von Bauteilen irgendwelcher Art die zulässige Beanspruchung um ein geringes überschritten, so versucht man, durch Zugabe von Baustoff die Spannung auf oder unter die zulässige Grenze herabzudrücken. Mitunter tritt hierbei jedoch die merkwürdige Erscheinung auf, daß trotz vergrößerten Querschnitts die Spannung nicht abnimmt, sondern wächst. Ein einfaches Beispiel hierfür gibt Abb. 1, eine Fundamentsohle darstellend; bei Vergrößerung der Grundfläche auf das $1\frac{1}{2}$ fache erhöht sich die Randspannung um $\frac{1}{3}$.

Aus dem Stahlbau sind zwei Fälle ähnlicher Art bekannt, deren Untersuchung insofern von Wichtigkeit ist, als man sich ohne nähere Kenntnis der Bedingungen, unter denen diese Anomalie auftreten kann, meist zu einem langwierigen und dabei zwecklosen Suchen nach einem Rechenfehler veranlaßt fühlen wird. Der eine Fall betrifft die Verstärkung von Druckstäben, der andere die Verstärkung, insbesondere die einseitige Verstärkung von I-Profilen durch aufgelegte Gurtplatten, Kranschienen oder dergl.

$\sigma_1 = \frac{N}{F}$ $\qquad$ $\sigma_2 = \frac{2N}{1{,}5F} = \frac{4}{3}\sigma_1$

Abb. 1.

Die Knicksicherheit eines Druckstabes ist nach Euler

$$n_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{S \cdot s_k^2}.$$

Der Wert n_E ist unabhängig vom Stabquerschnitt; da das ω-Verfahren für $\lambda > 100$ gleichbedeutend mit der Berechnung nach Euler ist, kann in diesem Bereich eine Spannungserhöhung durch Vergrößerung des Querschnittes nicht eintreten. Da mit zunehmendem F bei — im Grenzfall — gleichbleibendem J der Wert i kleiner, λ also größer wird, besteht jedoch die Möglichkeit, daß durch Vergrößerung des Querschnittes der zulässige Grenzwert $\lambda = 150$ überschritten und der Stab auf diese Weise unverwendbar wird.

Für $\lambda < 100$ (und St 37) ist

$$(1) \qquad \omega = \frac{1000}{1000 - 0{,}0577\,\lambda^2} \text{ [1]} = \frac{1000}{1000 - \frac{0{,}0577\, s_k^2 \cdot F}{J}}$$

$$\sigma = \frac{\omega \cdot S}{F} = \frac{1000\, S}{1000\, F - \frac{0{,}0577\, s_k^2 \cdot F^2}{J}}.$$

[1] Vgl. den Aufsatz des Verfassers: „Kritik einiger Knicknomogramme", Bauingenieur 1927, Heft 42, in dem auch ein einfaches Verfahren zum Ablesen der ω-Werte auf dem Rechenschieber angegeben ist.

Wir setzen

$$1000\,F - \frac{0{,}0577\,s_k^2\,F^2}{J} = 1000\,(F + \varDelta F) - \frac{0{,}0577\,s_k^2\,(F + \varDelta F)^2}{J}$$

und finden als Bedingung für ein Anwachsen der Spannung bei wachsendem F

(2) $$\varDelta F = F \cdot \xi = F \cdot \left(\frac{17330}{\lambda^2} - 2\right).$$

Für kleine Werte λ wird ξ sehr groß, für $\lambda < 93$ hingegen sogar negativ; für $\lambda = 90$ ist $\xi = 0{,}14$. Nur in dem ungefähren Bereich $90 < \lambda < 100$ kann daher die zur Erörterung gestellte Möglichkeit tatsächlich eintreten, wie auch das folgende Beispiel zeigt:

$$S = 102\ \text{t}, \quad s_k = 7{,}3\ \text{m}.$$

Gewählt:

I P 30, $J_y = 9010\ \text{cm}^4$, $F = 154\ \text{cm}^2$, $i_y = 7{,}65\ \text{cm}$,

$\lambda = \frac{730}{7{,}65} = 95{,}4$, $\omega = 2{,}139$, (nach „Eisen im Hochbau", 7. Aufl., S. 149).

$$\sigma = \frac{2{,}139 \cdot 102\,000}{154} = 1417\ \text{kg/cm}^2 > \sigma_{zul}.$$

Verstärkung durch zwei auf den Steg gelegte Platten 200 · 8.

$$J_y = 9010 + 34 = 9044\ \text{cm}^4, \quad F = 186\ \text{cm}^2, \quad i_y = \sqrt{\frac{9044}{186}} = 6{,}97\ \text{cm},$$

$$\lambda = \frac{730}{6{,}97} = 104{,}7, \quad \omega = 2{,}595,$$

$$\sigma = \frac{2{,}595 \cdot 102\,000}{186} = 1423\ \text{kg/cm}^2 > 1417\ \text{kg/cm}^2!$$

Diese Erscheinung findet ihre Erklärung darin, daß beim ω-Verfahren für $0 < \lambda < 100$ der Sicherheitsgrad nicht konstant ist, sondern mit zunehmendem λ wächst, und zwar am stärksten in der Nähe von $\lambda = 100$. In dem vorstehenden Zahlenbeispiel zeigt also die Spannungserhöhung nicht etwa eine Verringerung des vorhandenen, sondern vielmehr eine Vergrößerung des erforderlichen Sicherheitsgrades an.

Neben dieser rechnerischen Eigentümlichkeit weist das ω-Verfahren in seiner üblichen Anwendungsweise auch noch eine Ungenauigkeit auf, die ebenfalls zu dem Eintreten einer Spannungserhöhung beitragen kann. Diese Ungenauigkeit besteht in der allgemein üblichen geradlinigen Interpolation zwischen den für $\lambda = 10, 20, 30\ldots$ errechneten ω-Werten. Auch dieser Fehler ist am stärksten in dem Bereich $90 < \lambda < 100$. So ist z. B. für $\lambda = 95{,}4$ nach Gl. (1) der richtige Wert $\omega = 2{,}106$ gegenüber dem in dem Zahlenbeispiel angegebenen $\omega = 2{,}139$. Richtig müßte es dort also heißen

$$\sigma = \frac{2{,}106 \cdot 102\,000}{154} = 1395\ \text{kg/cm}^2 < \sigma_{zul}.$$

Eine Verstärkung des betreffenden Stabes ist also überhaupt nicht erforderlich; die Differenz zwischen genauem und genähertem Wert in Höhe von 22 kg/cm² kann bei engherziger Betrachtung immerhin bereits zur Wahl eines stärkeren Profils und damit zu Materialverschwendung führen. Außerdem widerspricht diese Ungenauigkeit dem Grundsatz, daß die Genauigkeit einer Berechnung gleich der des Rechenschiebers sein soll; der richtige Wert 2,11 läßt sich von dem falschen 2,14 auf dem Rechenschieber noch sehr wohl unterscheiden.

Bei zukünftigen Neuauflagen des Taschenbuches „Eisen im Hochbau" und ähnlicher Werke dürfte sich also eine genaue Ermittlung der ω-Werte auf zwei Dezimalstellen empfehlen. Ganz verfehlt ist natürlich die jetzige scheinbare Genauigkeit durch geradlinige Interpolation der ω-Werte auf drei Dezimalstellen, wobei überdies die Ausgangswerte durchweg nur auf zwei Stellen ermittelt sind und die dritte Stelle fälschlich durch eine Null ersetzt ist.

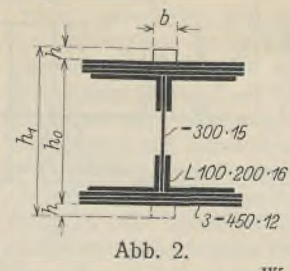


Abb. 2.

Wir wenden uns nun dem zweiten Fall, der Verstärkung von Trägern in I-Form zu und betrachten zunächst eine beiderseitige Verstärkung (Abb. 2). Hierfür ist unter Vernachlässigung des auf die eigene Achse bezogenen Trägheitsmomentes der Verstärkungsteile:

$$J_0 = \frac{W_0 \cdot h_0}{2}$$

$$J_1 = J_0 + 2\,b \cdot h \cdot \left(\frac{h_0 + h}{2}\right)^2$$

$$W_1 = \frac{2\,J_1}{h_1} = \frac{W_0\,h_0 + b \cdot h\,(h + h_0)^2}{h_1}.$$

Setzt man diesen Ausdruck gleich W_0, so findet man als Bedingung dafür, daß das Widerstandsmoment des verstärkten Querschnittes nicht größer als das des unverstärkten ist

(3) $$b \leqq \frac{2\,W_0}{(h + h_0)^2}.$$

Man erkennt, daß diese Bedingung vor allem bei kleiner Höhe h_0 und verhältnismäßig großem W_0 eintreten wird. Für den in Abb. 2 dargestellten Querschnitt ist z. B.

$$W_{0n} = 6029\ \text{cm}^3 \text{ („Eisen im Hochbau", 6. Aufl., S. 290)}$$
$$h_0 = 37{,}2\ \text{cm}.$$

Wird als Verstärkung eine Kranschiene mit $h = 3{,}0$ cm gewählt, so wird

$$b \leqq \frac{2 \cdot 6029}{40{,}2^2} = 7{,}46\ \text{cm}.$$

Gewählt: $b = 6{,}0$ cm

$$J_{1n} = \frac{6029 \cdot 37{,}2}{2} + 2 \cdot 6{,}0 \cdot 3{,}0 \cdot 20{,}1^2$$
$$= 112\,139 + 14\,544 = 126\,683\ \text{cm}^3$$
$$W_{1n} = \frac{126\,683}{21{,}6} = 5865\ \text{cm}^3 < 6029\ \text{cm}^3.$$

Bei einseitiger Verstärkung läßt sich eine übersichtliche Bedingungsgleichung für das Eintreten der Anomalie leider nicht aufstellen. Immerhin kann man annehmen, daß auch hier die Gefahr bei kleinem h_0 und großem W_0 am größten sein wird. Zum Beweis untersuchen wir das vorstehende Zahlenbeispiel nochmals für den Fall einseitiger Verstärkung.

$$F_0 = 551{,}8\ \text{cm}^2$$
$$F_1 = 551{,}8 + 18{,}0 = 569{,}8\ \text{cm}^2$$
$$x = \frac{18{,}0 \cdot 20{,}1}{569{,}8} = 0{,}635\ \text{cm}$$
$$J_1 = 126\,105 + 551{,}8 \cdot 0{,}635^2 + 18{,}0 \cdot 19{,}465^2$$
$$= 126\,105 + 222 + 6820 = 133\,147\ \text{cm}^4$$
$$\varDelta J_1 = 2 \cdot 2{,}6 \cdot 5{,}2\,(16{,}635^2 + 15{,}365^2) = 13\,866\ \text{cm}^4$$
$$J_{1n} = 133\,147 - 13\,866 = 119\,281\ \text{cm}^4$$
$$W_{1n} = \frac{119\,281}{20{,}965} = 5690\ \text{cm}^3.$$

Hier ist also die Verringerung des Widerstandsmomentes, d. h. die Spannungserhöhung, noch weit größer als bei beiderseitiger Verstärkung.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Eisenbahnbrücke über die Lahn bei Obernhof.

Von Dipl.-Ing. **Ernst Ackermann**, Bochum.

Die alten, eingleisigen Trapezträgerbrücken über die Lahn bei Obernhof (Strecke Wetzlar—Niederlahnstein) genügten den gesteigerten Verkehrslasten nicht mehr und wurden daher Anfang dieses Jahres durch neue, zweigleisige Überbauten unter Benutzung der alten Widerlager und Pfeiler im Einschubverfahren ersetzt. Mit diesen zwar nicht durch ihre Größe, aber doch durch die Begleitumstände immerhin recht schwierigen Arbeiten betraute die Reichsbahndirektion Frankfurt a. M. die Fried. Krupp A.G., Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen.

Wie aus Abb. 1 hervorgeht, handelt es sich um zwei Parallelträgerbrücken von 45,0 m bzw. 48,0 m Stützweite mit 7,3 m Systemhöhe und 10,0 m Hauptträgerabstand; die Ausfachung besteht aus Strebenfachwerk mit Hilfsständern in 4,5 m bzw. 4,8 m Abstand (= Querträgerentfernung). Während die alten, eingleisigen Überbauten gerade und in der Längsrichtung gegeneinander versetzt waren, mußten die neuen, zweigleisigen Überbauten, um die alten Widerlager und Pfeiler wieder benutzen zu können, schief ausgebildet werden. Diese Schiefe kommt in der ungleichen Ausbildung der Hauptträger-Endfelder (Abb. 1) zum Ausdruck, während auf die Länge der übrigen acht Felder Symmetrie besteht. Das äußere Gleis des Überbaues von 48 m Stützweite liegt in einer Gleiskrümmung von 4000 m Halbmesser, so daß die Längsträgerachsen 7 mal um je 30 mm gegeneinander versetzt werden mußten. Die Systemhöhe der Hauptträger gestattete die Anordnung eines oberen, über neun Felder durchlaufenden Windverbandes mit K-förmiger Ausfachung, der seine Kräfte mittels der in den vorletzten Knotenpunkten angeordneten Portale (Abb. 1) an den in der Fahrbahnebene liegenden, unteren Windverband abgibt. Die Schienen liegen auf hölzernen Schwellen; der Gleisabstand beträgt auf der Brücke infolge der Krümmung 5 m, die Bauhöhe 1920 mm. Die für den Lastenzug N berechneten beiden Überbauten sind in St 37 ausgeführt und haben ein Gesamtgewicht von rd. 670 t.

Das Einschieben der neuen Brücken erforderte infolge der Schiefe und der zweigleisigen Ausbildung verschiedene Hilfsmaßnahmen; der Arbeitsvorgang war hierbei folgender:

1. Hochheben der beiden alten Überbauten des Gleises Niederlahnstein—Wetzlar auf besonderen, im Fluß geschlagenen Hochböcken (Abb. 2),

2. Abtragen der Widerlager und Pfeiler und Herrichten derselben für die neue Brücke,

3. Versetzen der Stahlgußböcke der vorhandenen Brücken auf dem Pfeiler, und zwar so, daß die nördliche Brücke beim späteren Absetzen

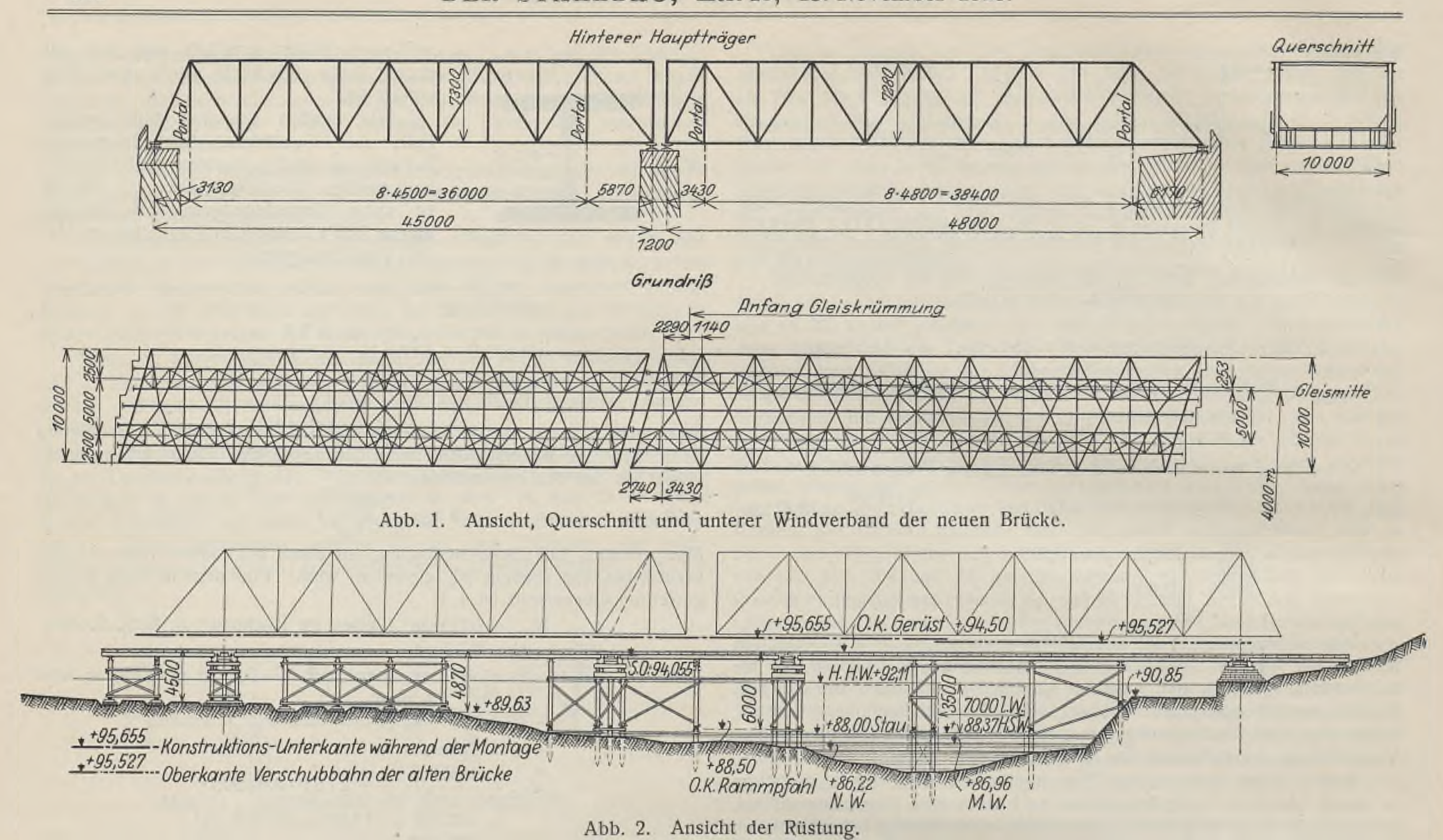


Abb. 1. Ansicht, Querschnitt und unterer Windverband der neuen Brücke.

Abb. 2. Ansicht der Rüstung.

um 118 mm in der Richtung nach Wetzlar verschoben wird (diese Verschiebung ist erforderlich, um später für das schiefe Einschieben des Überbaues der nach Niederlahnstein zu gelegenen Öffnung Platz zu schaffen),

4. Aufstelzen der Auflagerpunkte der hochgehobenen alten Brücken,

5. Absetzen der alten Überbauten in der Schienenhöhe der neuen Brücke und Aufnahme des Betriebes auf dem Gleis Niederlahnstein—Wetzlar,

6. Entfernen der Überbauten des Gleises Wetzlar—Niederlahnstein und Herrichten der Pfeiler und Widerlager auf diesem Teil für die neue Brücke,

7. Ausschieben eines alten Überbaues des Gleises Niederlahnstein—Wetzlar und Einschieben der neuen Brücke.

Das Ausschieben eines alten, sowie Einschieben und Absenken eines neuen Überbaues dauerte jedesmal rund vier Stunden und wurde in einer Zugpause von 23^{50} bis 5^{25} Uhr vorgenommen. Die über vier Stunden hinausgehende Zeit der Zugpause wurde zur Vervollständigung des Oberbaues benutzt. Sämtliche Arbeiten wurden bei beiden Überbauten ohne Überschreitung der vorgesehenen Zugpause vorschriftsmäßig ausgeführt.

Die Gesamtdauer der Arbeiten auf der Baustelle einschließlich Schlagens und späteren Entfernens der Gerüste für die alten und neuen Brücken, sowie Abbrechen der alten Brücken betrug rund sieben Monate.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Stahlfachwerkbau.

Von Stadtbaurat **H. Ritter**, Leipzig.

(Vortrag, gehalten am 3. September 1929 auf der Tagung der technischen Oberbeamten deutscher Städte in Mainz.)

Die wirtschaftliche Not unserer Zeit erfordert eine besonders enge Zusammenarbeit zwischen Behörde und freier Wirtschaft. Es ist nicht haltbar, daß, wie das früher mancherorts in Erscheinung trat, Behörde und Wirtschaft zwei Körper für sich darstellen und sich zum Teil befehden. Es muß verlangt werden, daß beide Teile einander verstehen lernen, die beiderseitigen Nöte und Ziele erkennen und sich gegenseitig unterstützen. Man wird zu einer Verzahnung von Behörde und Wirtschaft gelangen.

Insbesondere ist es notwendig, daß die Bauämter sich mit den Erfindungen der Technik und der Entwicklung der Wirtschaft vertraut machen, einmal, um die Vorteile neuer Konstruktionen und Arbeitsweisen für das öffentliche Leben nutzbar zu machen, dann aber auch, um von behördlicher Seite aus die Entwicklung neuer und gesunder Gedanken im Bauwesen zu fördern und behördliche Hemmungen aus dem Wege zu räumen.

Eine dieser neuen Konstruktionen im Bauwesen, die das besondere Interesse der technischen Oberbeamten verdient, ist der Stahlfachwerkbau. Man trifft leider in Deutschland mancherorts private und beamtete Architekten und Ingenieure, die diese neue Materie noch nicht hinreichend beherrschen, und die Stahlindustrie beklagt sich, zum Teil nicht mit Unrecht, über Hemmungen, die ohne Not aus einer geringen Fühlungnahme der behördlichen Stellen mit dieser neuen Bauweise erwachsen. Es erschien deshalb dem Vorstand unserer Vereinigung zweckmäßig, dieses Thema zum Gegenstand einer Erörterung auf der diesjährigen Tagung zu machen. Es soll dabei zunächst über die Entwicklung des Stahlfachwerkbaues, seine allgemeinen konstruktiven und wirtschaftlichen Seiten, über seine Vor- und Nachteile und über gewisse Erleichterungen gesprochen werden, die noch möglich sind.

Der Stahlfachwerkbau hat sich aus dem Eisenbau entwickelt, und dieser reicht bis ins 16. Jahrhundert zurück. Seine ursprüngliche Verwendung beschränkte sich auf gußeiserne, später auf schweißeiserne Stützen und Träger, vielfach auf Hilfskonstruktionen bei Holzbauten. Allmählich besann sich jedoch der Eisenbau auf seine viel weiterreichende Eigenbestimmung. So finden wir im 18. Jahrhundert bereits eiserne Brücken mit Spannweiten bis zu 30 m, und wir stehen im 19. Jahrhundert bewundernd vor technischen Großtaten auf dem Gebiete des Eisenbaues, wie 1873 vor der Rotunde in Wien, deren Zeltdach einen Durchmesser von 105 m aufwies, im Jahre 1889 vor der Firth of Forth-Brücke mit einer Spannweite von 530 m, 1899 vor der Maschinenhalle der Pariser Weltausstellung mit einer Länge von 420 m und einer Spannweite von 115 m, 1889 vor dem Eiffelturm mit einer bisher noch unerreichten Höhe von 300 m.

Einen ungeheuren Fortschritt in der Entwicklung des Stahlfachwerkbaues brachte die Feststellung der Normalprofile. Die zunehmende Verwendung des Eisens und Stahls als Hauptkonstruktionsmaterial, die Wertsteigerung der in Stahlkonstruktion ausgeführten Gebäude und manche Rückschläge, die bei großen Brandkatastrophen eintraten, machten es notwendig, sich eingehend mit dieser neuen Bauweise zu befassen. Zum ersten Male wurden im Jahre 1904 von den drei Verbänden: Verein deutscher Ingenieure, Verband Deutscher Arch. und Ing. Vereine und Verein deutscher Eisenhüttenleute, gemeinsam mit den Vertretern der Berufsfeuerwehr, Richtlinien über die Forderungen des Feuerschutzes bei Stahlkonstruktionsbauten aufgestellt. Hierbei wurden u. a. folgende Feststellungen gemacht:

a) Eine Temperaturerhöhung gegen die Lufttemperatur um rd. 50° bringt einen kleinen Festigkeitsabfall,

b) eine Temperaturerhöhung bis rd. 300° bringt eine Festigkeitserhöhung und gleicht den Abfall wieder aus,
c) eine Temperaturerhöhung von 300 bis 500° bringt einen raschen Abfall auf rd. 50%,
d) eine 3 bis 4 cm starke Ummantelung mit kräftiger Drahtgewebeeinlage bietet ausreichenden Feuerschutz,
e) die Systemausbildung muß so sein, daß keine nachteiligen Verschiebungen durch die Wärmedehnung beim Brand erfolgen,
f) ein Durchbrennen der Decken von oben infolge aufliegender glühender Massen ist zu vermeiden,
g) isolierte Starkstromleitungen sollen min. 10 mm, blanke „ „ „ 100 mm Abstand von der Konstruktion haben.

Es ist bemerkenswert, daß die damaligen Ergebnisse, die jetzt rd. 25 Jahre zurückliegen, heute noch im wesentlichen maßgebend sind, und daß wir heute lediglich unter dem Druck unserer wirtschaftlichen Lage uns gezwungen sehen, an der einen oder anderen Stelle Erleichterungen zu versuchen.

Vom Jahre 1900 ab entstand dem Stahlbau im Eisenbetonbau ein scharfer Konkurrent, und aus dem Wettbewerb der beiden Richtungen erwuchsen für beide Teile neue Gedanken und weitgehende Rationalisierungsmaßnahmen, bei denen die Gewichtsersparnis den Ausgangspunkt der meisten Versuche und Erfolge bildete. Am meisten wurde der Stahlskelettbau vor dem Kriege in Amerika verwandt. Diese rasche Entwicklung läßt sich durch folgende Zahlen kennzeichnen. In den Vereinigten Staaten wurde in den 70er Jahren der erste Hallenbau, in den 80er Jahren der erste Stahlskelettbau errichtet. Das Bankers Trustbuilding 1897 bis 1910 erreichte eine Höhe von 154 m. Das Woolworth Building 1910 bis 1913 wurde auf eine Höhe von 226 m getrieben. In den Vereinigten Staaten wurden im Jahre 1928 3,4 Mill. t Baustahl verbraucht, davon 75% für Stahlskelettbauten und hiervon abermals 70% für Wohnungsbau. In Deutschland wurden demgegenüber von der Gesamtstahlbauindustrie nur rd. 600 000 t Stahl verbraucht, zumeist aber für Brücken und andere Bauwerke.

In Deutschland hat der Krieg mit seinem ungeheuren Konsum an Eisen und Stahl die Entwicklung des Stahlfachwerkbaues unterbrochen. Die wirtschaftliche Not der Nachkriegszeit ließ diese Unterbrechung anfänglich nur schwer überwinden, dann aber rollte sie das Problem in verstärktem Maße auf. Die zurückgehenden Aufträge für Kriegsrüstungen veranlaßten die Stahlindustrie, sich nach neuem Absatzgebiet umzusehen; sie wandte dem Stahlbau erneut und in erhöhtem Maße ihr Interesse zu. Man sagte: die Stahlindustrie liegt darnieder, die Bauwelt hat Hochkonjunktur, also bauen wir Stahlhäuser. Hinzu trat als wesentliches Agens die allgemeine wirtschaftliche Notlage, verbunden mit der Verteuerung aller Gestehungskosten im Bauwesen. Sie forderte eine vermehrte Ausnutzung aller Baustoffe, größte Gewichtsersparnis bei gleicher Widerstandsfähigkeit, schnellste Ausführungszeit, Verteilung der Bauarbeiten auf das ganze Jahr und größte Anpassungs- und Umstellungsfähigkeit unserer Neubauten. Dazu kam das Verlangen nach größerer Zufuhr von Luft und Licht in unseren Fabriken und Anstalten, Forderungen, die vom Stahlfachwerkbau in weitem Maße erfüllt werden konnten, und die ihm eine rasche Verbreitung in einigen deutschen Großstädten sicherten.

Das Wesen des Stahlfachwerkbaues besteht ähnlich wie dasjenige des Holz- und Eisenbetonfachwerkbaues darin, daß die doppelte Aufgabe, die von den Wänden unserer Bauwerke erfüllt wird, die Aufgabe des Tragens und die Aufgabe des Schutzes gegen Witterungseinflüsse und Schallübertragung, nicht mehr von einem homogenen Mauerkörper übernommen wird, sondern daß diese zweifache Funktion auf zwei verschiedene Materialien übergeht, nämlich die Aufgabe des Tragens auf das Stahlskelett und die Aufgabe des Schutzes gegen Witterung und Schallübertragung auf irgend ein Füllmaterial.

Das Verwendungsgebiet des Stahlfachwerkbaues ist schon heute ein außerordentlich vielseitiges. Von den großen Hallen für Luftschiffe, Flugzeuge, von den Bahnhofs- und Garagenbauten angefangen, über die Kontor- und Geschäftshäuser, über Messepaläste und Kirchen, Museen, Schulen reicht das Verwendungsgebiet des Stahlfachwerkbaues bis zu den Wohnungssiedlungen, und seine Entwicklung scheint damit noch nicht völlig abgeschlossen.

Es liegt nahe, darauf einzugehen, welche Umstände diese rasche und weitgreifende Entwicklung begünstigt haben.

Wie schon hervorgehoben, verlangt man heute bei unseren Neubauten bei guter Ausführung möglichst geringe Baukosten. Bei beschränkter Grundfläche soll größte Nutzfläche erreicht werden. Die Flächen in den unteren Geschossen, vor allem im Erdgeschoß, sind meist die wertvollsten, und in Geschäftshäusern wird jeder gewonnene Quadratmeter Nutzraum wertvoll. Hieraus ergibt sich die Forderung nach möglichster Beschränkung des durch Außenmauern und Stützen verbrauchten Raumes. Man verlangt weiterhin weitgestellte Stützen, um möglichste Bewegungsfreiheit zu erlangen. Man verlangt eine bis in die letzten Einzelheiten vordringende Montage normierter und typisierter Bauteile, geringe Verwendung von Feuchtigkeit, um die Bezugfertigkeit zu beschleunigen und nachträgliche Schäden auf Grund von Baufeuchtigkeit zu vermeiden. Man verlangt Unabhängigkeit von den Zufälligkeiten der Baustelle, von Unzuverlässigkeiten bei der Ausführung, von Witterungseinflüssen; man verlangt die Verwendung von Baustoffen möglichst geringen Gewichts, um Ersparnis an Fundament- und Transportkosten zu erzielen; man verlangt, daß beim Abbruch eines Gebäudes ein möglichst großer Teil der Baustoffe wieder verwandt oder verwertet werden kann. Unsere wirtschaftliche Notlage zwingt uns dazu, unsere Gebäude so zu errichten, daß sie ohne große Kosten und Schwierigkeiten der Entwicklung ihrer Bestimmung folgen können, damit die sogenannte „Überalterung“ vermieden wird, damit Erweiterungen oder Veränderungen ohne viel unproduktive Kosten und möglichst ohne Störung des Betriebes durchgeführt werden können. Unsere wirtschaftliche Notlage zwingt uns dazu, außerordentlich rasch zu bauen, um die teuren Bauzinsen auf das unbedingt nötige Maß zu beschränken. Sie zwingt uns dazu, scharf und zuverlässig zu veranschlagen und die Bautermine genau einzuhalten. Sie verlangt eine gleichmäßige Verteilung der Bauarbeiten auf das ganze Jahr. Ohne für den Stahlfachwerkbau voreingenommen zu sein, und ohne damit eine Kritik an den übrigen bewährten Bauweisen, auch an dem Eisenbetonskelett auszuüben, muß man gestehen, daß der Stahlfachwerkbau diesen Forderungen in weitgehendem Umfange gerecht wird.

Viele Beispiele zeigen nur, in welch kurzer Zeit Stahlfachwerkbauten nach gründlicher Vorbereitung der Pläne und aller Einzelheiten hergestellt werden können, wie die Gründung der Fundamente, die Montage des Traggerüstes, die Verteilung und Abdeckung der Decken, der Einbau der eisernen Treppen, endlich das Aufbringen und Eindecken des Daches Schlag auf Schlag erfolgt, wie weitgehend die sämtlichen Bauteile in den Fabriken oder Werkbetrieben fertiggestellt und im Bau montiert werden, wie wenig der Ausbau durch Einflüsse der Witterung beeinflußt und wie wenig Feuchtigkeit bei dem Bau verwendet wird.

Gegenüber diesen Vorteilen des Stahlfachwerkbaues muß auf gewisse Momente hingewiesen werden, die Beachtung verdienen. An erster Stelle sind dabei die Gefahren zu erwähnen, die dem Stahlfachwerkbau aus einem Brand oder der Möglichkeit des Rostens erwachsen können, wenn diesen Erscheinungen zu wenig Beachtung geschenkt wird. Die Fragen der Feuersicherheit und Feuerbeständigkeit des Stahlbaues wurden bereits im Jahre 1904 behandelt, und die Forderungen, die man damals in dieser Richtung gestellt hat, werden zum größten Teil heute noch aufrecht erhalten. Auch in den Richtlinien über die neuen Bauerleichterungen bei Wohnungsbauten, auf die ich später noch zu sprechen komme, ist man von der Forderung der Ummantelung aller Stützen nicht abgegangen. Diese Ummantelung bietet gleichzeitig Gewähr gegen die Rostgefahr, denn die hierfür aufgestellten Vorschriften sorgen dafür, daß eine innige Verbindung zwischen dem Stahl und der Ummauerung hergestellt wird, daß das Rosten des Stahles nicht in Frage kommen kann.

Wie bei jeder neuen Bauweise, so müssen auch im vorliegenden Falle Erfahrungen gesammelt, müssen die Arbeiter mit dieser neuen Bauweise vertraut gemacht werden. Es erscheint geboten, bei erstmaligen Ausführungen von Stahlfachwerkbauten mit besonderer Vorsicht und Sorgfalt vorzugehen. Insbesondere muß folgendes beachtet werden:

Soweit die Stahlskelette für sich in voller Höhe montiert werden und dis Ausführung der Wände und der Einbau der Decken dann erst erfolgt, muß die Standsicherheit des gegen Wind und seitliche Verschiebungen nicht ausgesteiften Skeletts durch geeignete Montageverbände, Säulenverankerung und etwaige Absteifungen sichergestellt werden.

Für die Konstruktion des Stahlgerüstes wurde in Deutschland bisher vielfach das übliche I- und ⊏-Profil verwandt. Es ergab sich hieraus meist ein unnötig hohes Stahlgewicht des Baues. Die Walzwerke sind deshalb dankenswerter Weise dazu übergegangen, besonders für den Stahlfachwerkbau geeignete Leichtprofile zu walzen, die bedeutend wirtschaftlicher sind. Besonders bei kleinen Häusern werden in letzter Zeit mit Erfolg normierte Rahmen aus Bandeisen, die in Form von ⊏-Profilen gewalzt sind, verwandt. Im Zusammenhang damit sei kurz auf den Stahllamellenbau hingewiesen, der zwar — streng genommen — nicht als Fachwerkbau angesprochen werden kann, der aber eine wertvolle Ergänzung vor allem für den Kleinhausbau darstellt und das Ziel des Stahlfachwerkbaues im Arbeitsvorgang: Fabrikation, Transport, Montage nahezu erreicht. Die Bauelemente bilden hier genormte Stahltafeln. Diese Tafeln bestehen aus 3 mm starken gekupferten Thomasstahl-Blechtafeln. Sie sind allseitig gebordet. Diese Borden dienen zur gegenseitigen Verbindung der Lamellen. Sie bilden das Auflager auf den Fundamenten und tragen die Deckenkonstruktion. Sie sind das einzige Versteifungsglied, und ein besonderes Fachwerk ist bei dieser Konstruktion nicht mehr nötig. Die Fensterlamellen werden in gleichen Abmessungen hergestellt und in die ausgeschnittenen Öffnungen werden die in der Werkstätte fix und fertig hergestellten Fenster eingeschraubt. Das Dach wird entweder ebenfalls aus Stahllamellen oder aus Holzsparren und Dachziegeln hergestellt. Selbstverständlich genügt die Stahllamelle nicht dazu, um der Außen-

wand die genügende Widerstandsfähigkeit gegen die Kälte und den Schall zu verleihen. In einem Abstand von etwa 8 cm wird eine Isolierwand von Leichtdielen hergestellt und diese verputzt. Der Wärmeschutz dieser Wand entspricht nach den bisherigen Beobachtungen demjenigen einer 51 cm starken Vollziegelmauer. Die Vermeidung des Schwitzwassers scheint wohl noch nicht völlig gelöst zu sein.

Mit dieser Isolierwand komme ich zu einer Frage des Stahlfachwerkbaues, die vielleicht noch nicht ganz gelöst ist und der man besondere Sorgfalt zuwenden muß, nämlich zur Ausfachung des Stahlskeletts. Es handelt sich dabei sowohl um die Wahl des geeigneten Ausfachungsmaterials im Hinblick auf Schutz gegen Witterungseinflüsse und gegen Schallübertragung, als auch um die Verbindung zwischen diesen Ausfachungsmaterialien und dem Eisengerippe. Ich komme damit zu dem Teil unseres Themas, das wohl am schwierigsten ist und das wohl am meisten die Gefahr in sich birgt, voreilige und ungerechte Urteile über das eine oder andere Material und damit über gewisse Erfinder und Unternehmer zu fällen. Wir befinden uns auf diesem Gebiete noch mitten in der Entwicklung, und man könnte im Zweifel darüber sein, ob es richtig ist, heute schon Erörterungen darüber anzustellen. Es besteht jedoch die Gefahr, daß auf diesem Gebiete, wie so vielerorts in Deutschland, eine unwirtschaftliche Zersplitterung in Versuchen erfolgt, und daß praktische Resultate, die wir dringend brauchen, damit verzögert werden. Man muß vermeiden, allgemein gültige Regeln für alle Städte Deutschlands aufzustellen, denn bei den Baustoffen spielen die Transportfragen und die klimatischen Verhältnisse eine starke Rolle. Gleichwohl mag es nützlich sein, kurz auf das Grundsätzliche in allen Versuchen mit Ausfachungsmaterialien einzugehen.

Wir unterscheiden dabei Materialien für Außenwände, Zwischenwände und Decken.

Die Außenwände werden bei dem Stahlfachwerkbau zum Teil zwischen die Stützen gestellt, d. h. das Traggerüst wird richtiggehend ausgefacht, zum Teil hängt man die Außenwände vor die tragenden Stützen in der Weise, daß sie von Stockwerk zu Stockwerk abgefangen werden, und daß das Traggerüst mit seiner Ummantelung dann im Innern des Hauses in Erscheinung tritt. Bei den Außenwänden wird heute verschiedenes Material verwandt: Ziegelvoll- und Ziegelhohlmauerwerk mit Außen- und Innenputz, Klinker- oder Hausteinverkleidung, dahinter Vollmauer in Ziegel- oder Leichtbeton oder ein Luftraum mit anschließender Isolierwand. All diese Bauweisen haben sich hinsichtlich ihres Schutzes gegen Witterungseinflüsse meist bewährt, jedoch erweisen sich manche als zu schwer und erfordern unverhältnismäßig schwere Stahlkonstruktionen. Wirtschaftlicher haben sich deshalb erwiesen Ausfachungen in Bims- und Leichtbeton mit vor- und dahinterliegendem Putz. Der Bims, sei er in abgebundenen Werkstücken von größerem oder kleinerem Format, sei er als Beton in Schalung angebracht, hat sich wohl überall bewährt. Bei der Verwendung von Leichtbeton muß man noch die Erfahrungen einer längeren Zeit abwarten. Neben den homogenen Ausfachungen existieren eine Reihe Kombinationen, bei denen mehr oder weniger große Luftschichten und die verschiedensten Isolierplatten Verwendung finden.

Bei all diesen Ausfachungen besteht eine gewisse Gefahr darin, daß sich die Ausfachung infolge der Erschütterung durch starken Straßen-Verkehr oder infolge starker Windbeanspruchungen von dem Stahlgerippe loslöst und daß dann Risse in der Fassade entstehen. Solche Risse werden naturgemäß bei Außenputz stärker in Erscheinung treten als bei Verkleidung mit Klinkern und ähnlichem. Aus diesen Gründen ist man auch dazu übergegangen, die Außen- und Innenhaut völlig unabhängig von der Ausfachung herzustellen und geht damit mit der Verteilung der verschiedenen Aufgaben der Außenwand auf verschiedene Materialien noch weiter, als das bisher geschildert wurde. Man überweist die Tragfunktion dem Stahlskelett, den Schutz gegen Kälte einer Ausfachung mit Bimsbetonplatten, die zwischen den Trägern aufgestellt werden, den Schutz gegen Regen und Luftschall der Außenwand, die auf Streckmetall oder ähnlich geputzt werden, und den Abschluß der Konstruktion gegen den Innenraum abermals einer Putzwand, die in ähnlicher Weise wie die Außenwand hergestellt wird. Es ist klar, daß auf diesem Wege Risse in der Fassade oder im Innenraum kaum zu befürchten sind, dagegen erscheint der Arbeitsvorgang noch so kompliziert, daß seine Wirtschaftlichkeit erst nachgewiesen werden muß.

Bei Hohlräumen, die innerhalb der Außenwand entstehen, muß vermieden werden, daß warme Feuchtluft aus dem Innern des Hauses Eintritt erhält und dort zur Taubildung gelangt. Die Verbindung zwischen den ummantelten Stützen und der Ausfachung wird bei den verschiedenen Systemen verschieden gehandhabt. Alle Konstruktionen gehen dahin, Kältebrücken zu vermeiden und zu verhindern, daß sich die Ausfachung von den Stützen loslöst.

Während bei den Außenwänden der Schutz gegen Witterungseinflüsse und der Einbau der Fenster die Hauptmomente für die Auswahl der Baustoffe bilden, treten bei den Zwischenwänden verschiedene andere Gesichtspunkte in den Vordergrund:

genügende Standfestigkeit als „eingesetzte Wandfläche“,
leichte und möglichst trockene Montage,
Schwindsicherheit bzw. Rißfreiheit,
möglichst großes eigenes Schalldämpfungsvermögen,
leichte Schallisoliermöglichkeit.

Nach den Untersuchungen von Prof. Kreuger, Stockholm, sind besondere Schallisolierungsmaßnahmen nicht erforderlich, sobald das Wandgewicht etwa 170 bis 180 kg/m² beträgt.

Die Decken werden im Stahlfachwerkbau als geschlossene durchgehende Flächen hergestellt. Die unzähligen Konstruktionen, die man im Laufe der Jahre erfunden und zum Teil erprobt hat, hier darzustellen, würde zu weit führen. Es sei nur auf folgendes hingewiesen:

Ohne in den Streit zwischen Holzdecken und Massivdecken eingreifen zu wollen, möchte ich meine persönlichen Erfahrungen dahin zusammenfassen, daß die Holzdecke vielfach leichter und billiger ist und zur Ausführung in der Regel keiner Verwendung von Wasser bedarf, daß die Massivdecke in einzelnen Systemen sich den Preisen der Holzdecke nähert, im übrigen beim Stahlfachwerkbau eine Reihe Vorzüge aufweist: Aussteifung des Gerippes, größere Feuersicherheit, Unabhängigkeit von dem zum Teil ausländischen Holzmarkt.

Durch den Bedarf an Leichtwänden und Leichtdecken tritt bei dem Stahlfachwerkbau — im übrigen genau so wie bei dem Eisenbetonfachwerk — die Frage der Schallisolierung stärker in den Vordergrund. Früher wurde diese Frage verhältnismäßig wenig wissenschaftlich erforscht und behandelt. In den letzten Jahren wurde auf diesem Gebiete von den Laboratorien der technischen Hochschulen, dem Forschungsinstitut München und den verschiedenen Hochbauämtern wertvolle Arbeit geleistet. In letzter Zeit wurde in Anlehnung an das Materialprüfungsamt der Technischen Hochschule in Stuttgart, unter Leitung von Prof. Dr. Reiher eine besondere Anstalt zur Erforschung dieser Frage ins Leben gerufen. Bei den Versuchen, die im Hochbauamt Leipzig von Herrn Baurat Doorentz geführt wurden, konnten folgende Feststellungen gemacht werden:

Leichte Decken sind mehr gegen Luftschall, massive Decken mehr gegen Bodenschall zu isolieren. Türen und Fenster erfordern besondere Aufmerksamkeit, weil sie den störenden Geräuschen am meisten Eingang gewähren. Die eben noch durchhörbare Fallhöhe (Bodenschall) einer kleinen Stahlkugel von etwa 6,5 mm Durchmesser betrug:

bei einer nichtisolierten Massivdecke mit Walton-Linoleum 6 bis 7 mm,
bei Massivdecken mit guter Schallisolierung aber ohne Linoleum 32 bis 35 mm,
bei guter Isolierung und Linoleum 34 bis 37 mm,
bei einer Leichtdecke eigener Konstruktion mit besonders schallisolierenden Maßnahmen ohne Linoleum 180 mm.

Das wichtigste Problem jeder neuen Bauweise. ist seine Wirtschaftlichkeit. Aus den Erörterungen über die verschiedenen Vorteile, die der Stahlfachwerkbau bietet, ergibt sich ohne weiteres, daß man bei den Untersuchungen über den wirtschaftlichen Nutzen dieser Bauweise sich nicht auf die Gestehungskosten des Stahlgerippes und die Arbeitslöhne bei der Ausfachung beschränken kann, sondern daß man bei einer Vergleichsrechnung mit anderen Baustoffen den Gesamtnutzeffekt in Rechnung stellen muß, und daß man zu diesem Gesamteffekt nur durch sorgfältig angestellte Parallelversuche mit zuverlässiger Sicherheit kommen kann. Die Ergebnisse solcher Versuche werden naturgemäß bei verschiedenen Bauten und in verschiedenen Städten voneinander abweichen.

Bei solchen Betrachtungen darf man den Raumgewinn nicht außer Acht lassen, der durch die Verwendung des Stahlfachwerkbaues gegenüber normalem Ziegelbau erzielt werden kann, und mit 10 bis 12% angegeben wird, sowie der Zinsgewinn, der aus der früheren Fertigstellung von Stahlfachwerkgebäuden erzielt werden kann und je Monat früherer Fertigstellung etwa 0,8 bis 0,9% beträgt.

Nicht in Zahlen auszudrücken, aber bei dieser Vergleichsrechnung auf der positiven Seite zu erwähnen, ist die Unabhängigkeit von der Witterung und der Ausgleich der Saisonschwankungen in der Arbeitsbeschaffung für die Arbeiter. Wie Herr Dr. Kühn feststellt, gehen diese Saisonschwankungen im Baugewerbe mit den Temperaturschwankungen nahezu parallel: Mangel an geeigneten Arbeitskräften in der einen Jahreszeit, in der anderen Brachliegen vieler williger Hände.

Im Winter 1927/28 wurde der Ausfall an Arbeitsstunden für das Baugewerbe und die Baustoffindustrie auf 900 Millionen Arbeitsstunden ermittelt. Zum Ausgleich dieser Schwankungen und zum Vermeiden der daraus resultierenden ungeheuren Verluste der Volkswirtschaft wird empfohlen, die Stahlfachwerkbauten

zu planen im Sommer bis Herbst,
zu finanzieren im Herbst,
Vorbereitung und Herstellung des Gerüstes und sämtlicher übrigen Bauteile im Winter,
Montage und sonstige Ausführung im Frühling.
Innenausbau und Bezug im Sommer.

Eine wichtige Voraussetzung für den Erfolg bei Stahlfachwerkbauten ist das innige Zusammenarbeiten zwischen Architekt und Ingenieur. Dieses

Zusammenarbeiten erstreckt sich nicht nur auf die Gestaltung des Grundrisses, auf die Beratung der Installation, sondern auch auf die Auswahl und Aufteilung des Geländes und auf die Organisation des gesamten Baubetriebes. Der Architekt muß sich über die Möglichkeiten und Notwendigkeiten des Stahlfachwerkbaues unterrichten und sie bei der Einteilung seines Grundrisses, bei der Anlage von Ausgüssen, elektrischem Licht usw. berücksichtigen; der Ingenieur muß auf die Anregungen des Architekten über die Funktionen der verschiedenen Räume, über die wirtschaftlichen Fragen des Grundrisses, über künstlerische Fragen der Massengestaltung und Einzeldurchbildung eingehen.

Eine weitere Voraussetzung, für die Einführung des Stahlfachwerkbaues ist eine wesentlich gründlichere Bearbeitung unserer Projekte. Es genügt nicht, daß man, wie es bisher vielfach geschehen ist, die Baupolizeizeichnungen anfertigt und dann sofort zu bauen anfängt. Wir müssen auf dem Gebiete des Stahlfachwerkbaues wie auch im übrigen Bauwesen uns daran gewöhnen, die Zeichnungen bis zum letzten Nagel vorzubereiten und dann erst mit dem Bau zu beginnen. Nur auf diese Weise werden die vielfachen Änderungen während des Baues vermieden und eine rasche zinssparende Ausführung erreicht.

Die Ausführungen großer Stahlfachwerkbauten haben ergeben, daß eine wirtschaftliche Verwendung dieser neuen Bauweise vielfach dadurch in Frage gestellt wird, daß die Forderungen der Baupolizei hinsichtlich des Feuerschutzes und der Beanspruchung mancherorts außerordentlich weitgehend sind. Insbesondere zeigt es sich beim Wohnungsbau, daß an eine Verwendung des Stahlfachwerkbaues nur dann in größerem Umfange mit Aussicht auf wirtschaftlichen Erfolg herangegangen werden kann, wenn bestimmte Forderungen der Baupolizei eine Erleichterung erfahren.

Es war eine dankenswerte Tat der Reichsforschungsgesellschaft, daß sie im Frühjahr ds. Js. die an dieser Frage interessierten Kreise der Industrie und die Baupolizeibehörden zu einer Besprechung einlud und in rasch aufeinanderfolgenden Tagungen Richtlinien herausbrachte, die beim Wohnungsbau bis zu 5 Geschossen eine nicht unwesentliche Herabsetzung der Maßnahmen für Feuerschutz und der Forderung der Standsicherheit auf das unbedingt nötige Maß herbeiführten. Die wesentlichsten Erleichterungen beziehen sich

1. auf eine Anpassung der Belastungen an die tatsächlichen Verhältnisse des Wohnungsbaues.
   Dabei werden künftig in Rechnung gestellt:
   Nutzlast für Wohnräume 200 kg/m², Nutzlast für Treppen und Balkone 350 kg/m², Wandlasten für Zwischen- und Trennwände werden durch Zuschläge zur Last abgegolten, Wände in den Umfassungen ohne Öffnungen tragen sich selbst. Die Nutzlast der gesamten auf einer Stütze ruhenden Nutzlast wird mit der Stockwerkzahl steigend ermäßigt. Windlasten bleiben unter bestimmten Voraussetzungen unberücksichtigt.
2. auf eine Änderung der Berechnungsweise, insbesondere für kontinuierlich durchgehende Träger und Unterzüge, sowie für Stützen,
3. auf eine Erhöhung der Beanspruchung des Stahls auf 1400 kg/m² und Mindeststärken für Außenwände, Brandmauern und Treppenhausumfassungen.

Die Reichsforschungsgesellschaft hat diese Richtlinien an das Arbeitsministerium weitergeleitet, und dieses beabsichtigt, sie den nachgeordneten Behörden zur Berücksichtigung zu übergeben. Zwei deutsche Großstädte, Leipzig und Hamburg, haben Anfang dieses Sommers bzw. in diesem Herbst diese Richtlinien mit geringen Abweichungen in Form eines Ortsgesetzes erlassen. Eine Anzahl Exemplare des Leipziger Ortsgesetzes stehen zur Einsicht und evtl. Benutzung zur Verfügung[1]).

Eine weitere Gewichtssenkung und Verbilligung des Stahlfachwerkbaues ist aus der Möglichkeit zu erwarten, die Stahlteile nicht wie bisher miteinander zu verschrauben oder zu vernieten, sondern durch Lichtbogenschweißung zu verbinden. Die Gewichtsersparnis beträgt rd. bis 30 %. Heute werden die Ersparnisse an Stahl durch die Mehrkosten des Schweißens zum größeren Teil noch aufgebraucht. Es steht aber zu erwarten, daß mit größerer Verwendung dieses neuen Verfahrens auch die Kosten herabgemindert werden. Ein großer Vorteil des Schweißens besteht auch darin, daß dabei elegantere Konstruktionen erzielt werden können, indem die Knotenbleche wegfallen. Neben anderen schweißtechnischen Probeausführungen wurden in Leipzig, um Erfahrungen in dieser Richtung zu sammeln, u. a. die 15,5 m weitgespannten Hauptträger der Luppenbrücke in Lichtbogenschweißung hergestellt. Die Gewichtsersparnis betrug rd. 10 % und die Kostenersparnis rd. 14 %. Zur Zeit gestatten die Bestimmungen leider in Deutschland noch nicht, Konstruktionsteile I. Ordnung zu schweißen. Es fehlt noch an der Zusammenstellung geeigneter Prüfungsverfahren zur Nachprüfung der Schweißnähte. Zur Zeit werden aber in der Dresdener Hochschule unter Herrn Prof. Dr. Gehler eingehende Untersuchungen in dieser Richtung angestellt. Als Ergebnis vieler Versuche kann heute schon mitgeteilt werden, daß eine Bruchlast pro cm guter Schweißnaht mit 1600 bis 2200 kg angenommen werden kann. Die Tragkraft beträgt daher bei 4 bis 5facher Sicherheit rd. 400 kg/cm. Solche Beanspruchungen sind selten. Es schweben bereits Verhandlungen mit den sächsischen Baupolizeibehörden, auf Grund dieser Untersuchungen Erleichterungen bei der Durchführung von Stahlfachwerkbauten auf dem Wege des Schweißens durchzuführen.

Der durchschnittliche Stahlverbrauch bei ausgeführten Stahlhochbauten konnte, soweit eine Nachrechnung der zur Verfügung stehenden Daten möglich war, pro m³ umbauten Raumes auf 26 bis 34 kg, in außergewöhnlichen Fällen mit 52 kg festgestellt werden. Das Hochhaus Laveyer Building Chicago, 25 Stock, erforderte 27,8 kg/m³. Durch Schweißung wurde bei einem Hotel von 11 Stockwerken in Hot Springs dieser Bedarf um 11 % gedrückt.

Bei Wohnungsbauten in Leipzig (3 Geschosse) wurden 11,4 kg/m³ und bei Schulbauten ebenda (3 Geschosse) wurden 9 kg/m³ erforderlich.

Eine Verbilligung des Stahlfachwerkbaues wird durch Verkleinerung des verbrauchten Stahlgewichtes, durch größere konstruktive Einfachheit und durch weitestgehende Normalisierung anzustreben sein, eine Gewichtssenkung durch Einführung von Leichtdecken.

Noch ein kurzes Wort zur Formgebung der Stahlfachwerkbauten, über die in letzter Zeit eine etwas unfruchtbare Auseinandersetzung in den Fachblättern erschienen ist. Die architektonische Durchbildung der Fachwerkbauten wird durch die strengen Linien des Stahlgerippes bestimmt. Sie muß, wenn sie sich folgerichtig aus dem Baustoff entwickelt, streng und sachlich sein. Sie braucht aber dabei nicht in Nüchternheit zu verfallen. Viele ausgeführte Stahlfachwerkbauten zeigen, daß es durchaus möglich ist, bei sachlicher Behandlung der Stahlfachwerkbauten die persönliche Eigenart des Künstlers zum Ausdruck zu bringen.

Zum Schluß möchte ich betonen, daß meine Ausführungen über den Stahlfachwerkbau in keiner Weise eine Propaganda für diese Bauweise sein sollen, und ich damit keine abfällige Kritik an dem altbewährten Ziegelbau oder dem Eisenbetonskelettbau ausüben will. Jede dieser Bauweisen hat sich auf ihrem Gebiet bewährt und wird dort, wo sie richtig angewandt wird, niemals zu verdrängen sein. Ein Werturteil über die eine oder andere Bauweise wäre völlig abwegig. Insbesondere wäre es falsch, bei den Skelettkonstruktionen der Großbauten sich einseitig für Stahlfachwerk oder Eisenbeton zu entscheiden. Die Erfahrungen in Leipzig haben gezeigt, daß technisch und wirtschaftlich beide Konstruktionen durchaus konkurrenzfähig sind. Es wurden dort zwei Hochhäuser, die in einer Entfernung von etwa 100 m voneinander errichtet wurden, auf Grund schärfster Kalkulation und Konkurrenz, das eine in Eisenbeton, das andere in Stahlfachwerkkonstruktion zur Durchführung gebracht.

[1]) Vgl. „Bauwelt“ Heft 16 vom 18. April 1929.

Verschiedenes.

Straßenbahn-Wagenhalle in Düsseldorf. Im Jahre 1925 hat die Rheinische Bahngesellschaft an der Münsterstraße in Düsseldorf eine Wagenhalle erbaut, beachtenswert durch die Größe des Bauwerks, die Eigenart der Konstruktion und nicht zuletzt durch eine sachliche, völlig aus der Konstruktion entwickelte Architektur (Abb. 1). Die Halle hat 130,6 m Länge und 53,7 m Breite, die durch eine in den First fallende Stützenreihe in zwei gleiche Schiffe unterteilt ist (Abb. 2). 14 Einfahrtgleise führen durch den in die Breitseite der Halle liegenden Torgiebel, davon sind 12 auf die ganze Hallenlänge durch Revisionsgruben unterkellert. Zu den an einer Längswand angeordneten Nebenräumen, deren Zweckbestimmung aus der Grundrißzeichnung (Abb. 3)



Abb. 1. Straßenbahn-Wagenhalle in Düsseldorf.

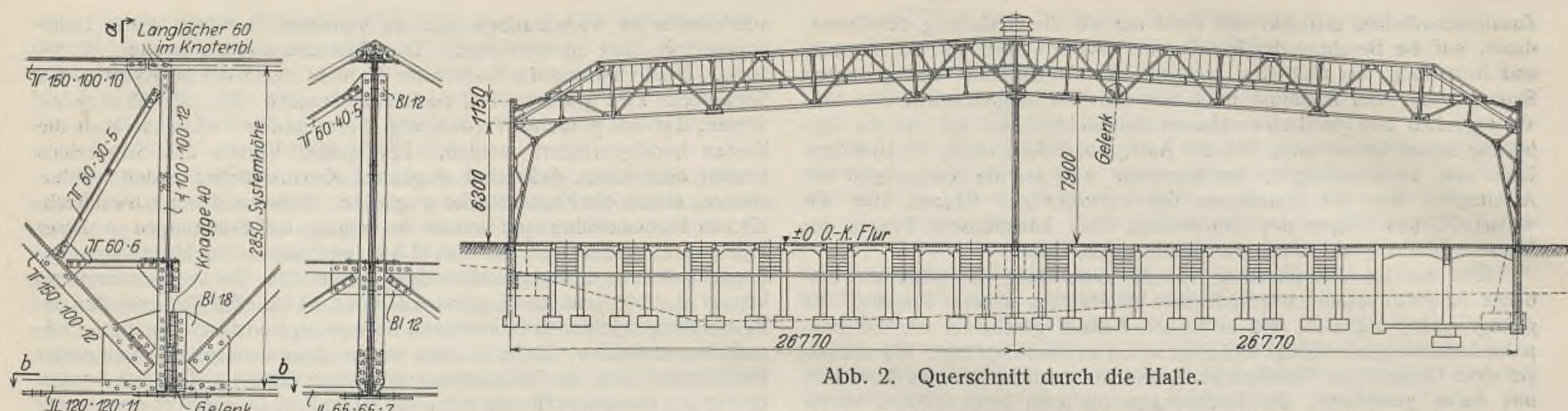


Abb. 5. Binder-Gelenkpunkt.

Abb. 2. Querschnitt durch die Halle.

hervorgeht, gehört auch ein Versuchsraum. Das in den Versuchsraum einmündende Gleis, wie auch das den Nebenräumen vorliegende ist nicht unterkellert; letzteres schon darum nicht, weil die Zugänge zu den Nebenräumen frei zu halten waren.

Die an den Traufen in flache Mansarden auslaufenden Fachwerkbinder liegen in Abständen von 15 m. Der Binder ist in statischer Hinsicht ein Dreigelenkbogen mit pendelnder Mittelstütze und somit ein einfach statisch unbestimmtes System. Zwischen den Bindern sind Gitterpfetten eingebaut (Abb. 4), zu denen quer Walzträgersparren in Wippträgeranordnung liegen (Abb. 4). Die gegen die Gebäudetraufen zu abgewalmten Oberlichte liegen über den Bindern, so daß deren First mit den Binderobergurten zusammenfällt. Die Knicksicherheit der Binderobergurte wird durch seitliche Absteifungen gegen die Gitterpfetten erreicht (Abb. 5).

Der aus dem Dachgrundriß (Abb. 3) ersichtliche durchgehende Längsverband dient zum Halten der gegen die Gitterpfetten abgesteiften Binderuntergurte und zum Übertragen des die Längswände treffenden und durch die Sparren fortgeleiteten Windes auf die Binder und liegt in Höhe des Obergurtes der Gitterpfetten. Da die Kraftebene dieses Verbandes mit keiner der beiden Bindergurtungen zusammenfällt, war am Binderfirst das Einschalten des aus dem Querschnitt (Abb. 2) ersichtlichen Zwischensystems notwendig. Den giebelseitig einwirkenden Wind nehmen zwei in der Binderuntergurtebene liegende Querverbände (Abb. 3) auf und leiten ihn in der Mitte durch zwei zwischen den Mittelstützen liegende Portale, an den Längswänden durch Kreuzverbände in die Fundamente. Die eigentlich einfach statisch unbestimmten Portale sind einfachheitshalber als Dreigelenkbogen berechnet, so daß für die jeweilige Windrichtung immer nur die Portalstrebe als vorhanden betrachtet wird, die durch die Schubkraft Zug erhält.

In Abb. 5 sind die konstruktiven Einzelheiten des Binderteiles zu sehen, wo sich das Gelenk befindet. Am umgeklappten Untergurt sind die Anschlüsse des Querverbandes sichtbar. Der rechts von der Stütze liegende Kragarm trägt das Gelenk. Es besteht aus zwei übereinanderliegenden, parallel zur Gurtung gefrästen Knaggen, die untere an den Kragarm, die obere an die Bogenscheibe angeschlossen. Die Seitensteifigkeit des Knaggengelenks wird durch die über die Untergurtwinkel gekröpften Winkelvertikalen erreicht, darüber hinaus durch die Gitterpfetten und die Dachverbände. Der dem Gelenk gegenüberliegende blinde Obergurtstab ist in Langlöchern an das Knotenblech angeschlossen.

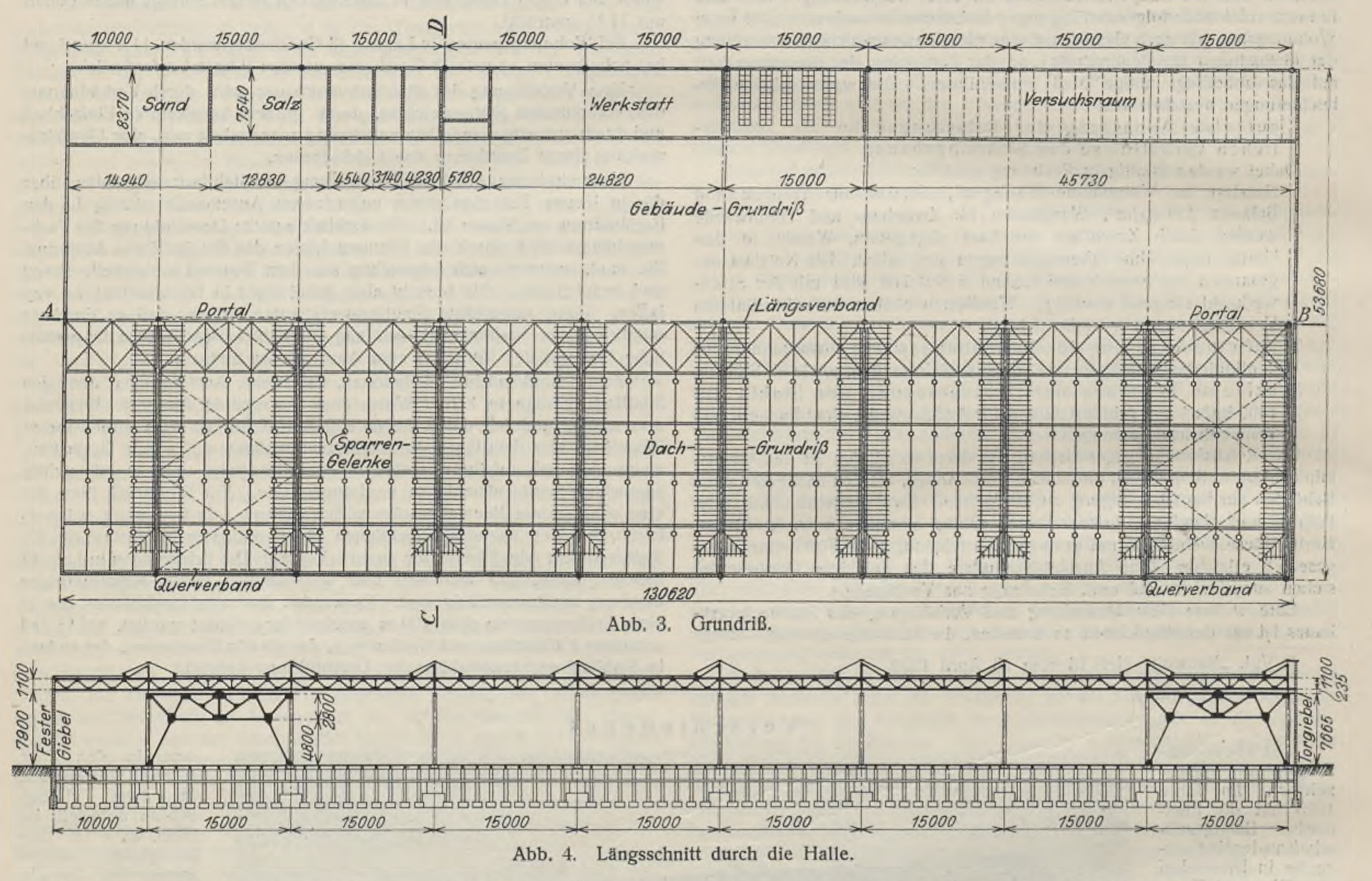


Abb. 4. Längsschnitt durch die Halle.

Abb. 5 zeigt im Längsquerschnitt durch den Gebäudefirst die Einzelheiten der Gitterpfetten und der Oberlichtanschlüsse. Die Dacheindeckung besteht aus Stegzementdielen. — Entwurf und Ausführung der in der Gesamtanordnung wie in den Einzelheiten im besten Sinne des Wortes sparsamen und wirtschaftlichen Konstruktion lagen der Hein, Lehmann & Co. AG. in Düsseldorf ob. Czech.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang | BERLIN, 6. Dezember 1929 | Heft 24

25 Jahre Deutscher Stahlbau-Verband.

Durch 25 Jahre hat der Deutsche Stahlbau-Verband für die wirtschaftliche Stärkung der deutschen Stahlbau-Industrie mit Erfolg gewirkt und die Entwicklung der technischen und wissenschaftlichen Grundlagen des Stahlbaues tatkräftig gefördert. Alle, denen der Fortschritt des deutschen Stahlbaues am Herzen liegt, wünschen dem Verband und seinen Mitgliedern weitere Jahrzehnte frohen Schaffens und reichen Segens. **Die Schriftleitung.**

Der Neubau von drei Berufsschulen und einer Kunstgewerbeschule einschließlich Werkstättengebäude in Stettin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Stadtbaurat Dr. **Weishaupt** (Entwurf) und Regierungsbaumeister a. D. **Bachmann** (Ausführung).

Die in Stettin befindlichen Berufs- und Kunstgewerbeschulen mit 5600 Berufsschülern sind zur Zeit in verschiedenen Bezirken der Stadt in Gebäuden untergebracht, die ursprünglich für Gemeindeschulzwecke errichtet waren und für diese Zwecke bei der zur Zeit wachsenden Schülerzahl dieser Bezirke wieder freigegeben werden müssen.

Bei dieser Sachlage erschien der Gedanke, alle Fachschulen in einem Gebäudekomplex zusammenzufassen und auch die Kunstgewerbeschule anzuschließen, durchaus glücklich. Hierzu führten in der Hauptsache Erwägungen über geringere Baukosten und die Vorteile einheitlicher Verwaltung und dadurch bedingter Verringerung des Aufsichtspersonals.

Abb. 1. Lageplan.

Als Bauplatz (Abb. 1) wurde das stark abfallende Gelände oberhalb des Grünhofer Marktes bestimmt. Sowohl für die einzelnen Gebäudeflügel wie auch für die Gelände an der Vorder- und Rückfront der einzelnen Flügel ergaben sich bedeutende Höhenunterschiede, die erhebliche Erddrucküberträgungen bedingten. An dieser Stelle sei gleichzeitig auch die 15,5 m breite Straßendurchführung (Straße am Grünhofer Markt) erwähnt. Abgesehen davon, daß die Lage des Bauplatzes, vom Verkehrs- und Positionsstandpunkt aus betrachtet, äußerst günstig ist, bietet die Aufschließung dieses der Stadt gehörenden größeren Geländes durch den Neubau der Fachschulen und der Kunstgewerbeschule in städtebaulicher Hinsicht eine wesentliche Bereicherung des Stadtbildes. Nicht zuletzt war bei der Wahl des Bauplatzes der Gedanke maßgebend, das für Volksschulzwecke nicht benötigte oberste Geschoß der alten Scharnhorstschule in den Bereich der Fachschulen einzubeziehen und durch eine Brücke mit der im Anschluß an die Scharnhorstschule gebauten Fachschule I zu verbinden. Zu erwähnen ist noch, daß die städtischen Körperschaften bei Bewilligung der gesamten Baumittel in Höhe von fast 3 Mill. R.-M. von dem Grundgedanken ausgingen, der Bau der Kunstgewerbeschule einschließlich Werkstättengebäude müsse eine spätere Benutzung durch die Fachschulen zulassen, falls sich die Notwendigkeit der Fachschulenerweiterung ergeben sollte. Der Flügel der Kunstgewerbeschule wird also bewußt als Erweiterungsbau der Fachschulen erbaut. — Der gesamte Neubau gliedert sich in 7 Baukörper (Abb. 1), die sich in klarer Form aneinanderreihen, und zwar in:

1. die Fachschule I mit der Hauptfront zur Blücherstraße, durch eine Brücke mit der Scharnhorstschule zur Ausnutzung des obersten Geschosses dieser Schule verbunden,
2. die Fachschule II im Zuge der Straße Am Grünhofer Markt,
3. die Fachschule III im Zuge der Scharnhorststraße als Hauptabschluß des Grünhofer Marktes,
4. den Verbindungsflügel längs der Straße Am Grünhofer Markt,
5. den Aulaflügel an der Ecke der Straßen Am Grünhofer Markt und W 53,
6. die Kunstgewerbeschule senkrecht zur Fachschule III als Querriegel und
7. das Werkstättengebäude senkrecht zur Kunstgewerbeschule an der Straße W 53.

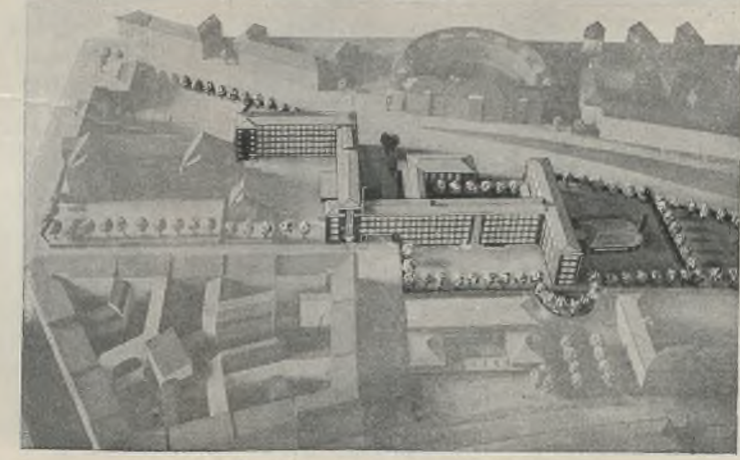


Abb. 2. Bild des Architektur-Modelles.

Die Fachschulen I, II, III und die Kunstgewerbeschule sind 6geschossige, der Verbindungs- und Aulaflügel 4geschossige und das Werkstättengebäude 1geschossige Baukörper.

Der Verwendungszweck der einzelnen Schulen ist folgender:

1. Die Fachschule I dient zum Unterricht im Nahrungsmittel- und Bekleidungsgewerbe (für Schüler und Schülerinnen eingerichtet).
2. Die Fachschule II umfaßt das Baugewerbe (für Schüler eingerichtet) und die Direktionsräume.
3. Die Fachschule III ist für das Metallgewerbe vorgesehen (für Schüler eingerichtet) und birgt die Heizungsanlage für den ganzen Gebäudekomplex.

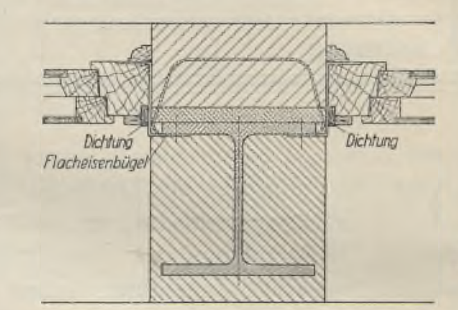


Abb. 4. Verkleidung der Stützen und Befestigung der Fenster.

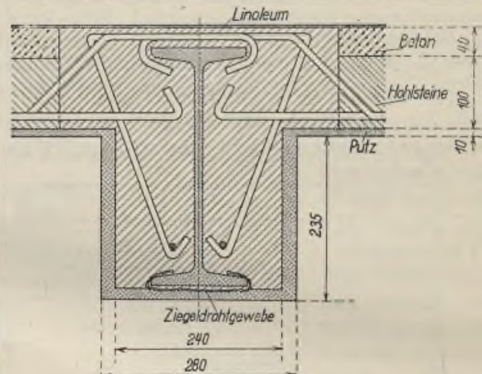


Abb. 5. Schnitt durch den Deckenträger.

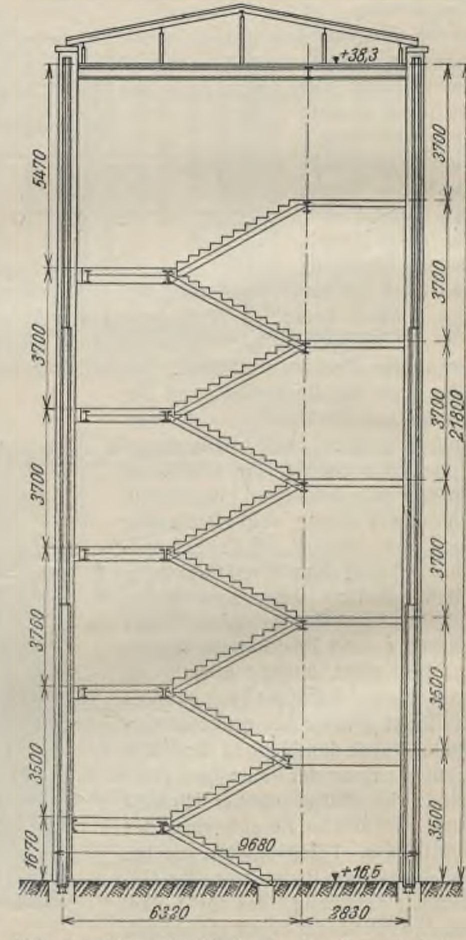


Abb. 6. Querschnitt durch das Treppenhaus.

Abb. 3. Normalquerschnitt des Gebäudes.

4. Der Verbindungsflügel beherbergt außer zahlreichen Klassen der Fachschule III das Jugendpflegeamt.
5. Der Aulaflügel umfaßt die Repräsentationsräume im schlichten Ausmaß und die beiden Hausmeisterwohnungen.
6. Die Kunstgewerbeschule enthält neben den Verwaltungsräumen, der Hausmeisterwohnung und Kantine alle kunstgewerblichen Abteilungen mit Ausnahme der lärmenden Betriebe (für Schüler und Schülerinnen eingerichtet).
7. Das Werkstättengebäude umfaßt die lärmenden und Brennöfenbetriebe, wie Goldschmiede- und Emaillierwerkstätten, Abteilungen für Keramik und Holz- und Steinbildhauerei (für Schüler und Schülerinnen eingerichtet).

Welcher Baustoff erweist sich nun für den vorliegenden Schulbau als der zweckmäßigste? Nach langwierigen Überlegungen, die von einer Reihe ausschlaggebender Notwendigkeiten diktiert wurden, kam man hier zu dem Ergebnis, für das Tragwerk ein Stahlskelett und für die Raumumschließung Ziegelmauerwerk bzw. Klinkerverblendung zu wählen, mit anderen Worten, die Funktion des Tragens und der Raumumschließung zu trennen, ein Gedanke, der in den letzten Jahren immer festere Gestalt angenommen hat. Die Wahl dieser Bauart erfolgte, weil grundsätzlich gleichartige Klassenräume unterzubringen waren, die gegebenenfalls je nach Bedarf im Laufe der Jahre durch Verlegung der Zwischenwände in Räume verschiedener Größe ohne erhebliche Kosten sollen umgewandelt werden können und weil das Stahlbausystem durch seine sehr geringen Fensterpfeilerquerschnitte den Räumen dieser Berufsschulen die bestmögliche Belichtung gibt.

Von ausschlaggebender Bedeutung war bei diesem Bau natürlich auch die Rücksichtnahme auf die kommunalen bzw. allgemeinwirtschaftlichen Interessen.

Die Vergebung erfolgte im Herbst 1928 mit dem Ziel, die Winterzeit für die werkstattmäßige Bearbeitung des Tragwerkes auszunutzen und möglichst viele Arbeitslose während der Wintermonate, in denen die Arbeitslosenziffer infolge der ruhenden Bautätigkeit außerordentlich groß ist, zu beschäftigen, mit anderen Worten, die Kommune vor unnötigen Ausgaben für Arbeitslosenunterstützung zu bewahren und doppelten volkswirtschaftlichen Nutzen zu erzielen. Allen vorerwähnten Forderungen konnte man durch die Wahl eines Stahlskeletts als Tragwerk gerecht werden.

Ein anschauliches Bild von der umfassenden Bauaufgabe, sowie von der Wirkung des vollendeten Baues im Stadtbild gibt die Abbildung des Architekturmodells (Abb. 2). Die Architektur selbst entstand im Bestreben, die günstige städtebauliche Sachlage und die nicht minder reizvollen Werte des reinen Zweckbaues voll auszunutzen.

Um im einzelnen einen Begriff von dem Umfang des Baues zu geben, sei erwähnt, daß sich die Gesamtachsenlänge der Baukörper auf 335 m beläuft. Das Gesamtgewicht des Stahlskeletts beträgt rd. 1700 t. Daraus ist zu ersehen, daß der Bau in seinen Ausmaßen zu den bedeutendsten zur Zeit in Gang befindlichen Bauten dieser Art in Deutschland gehört.

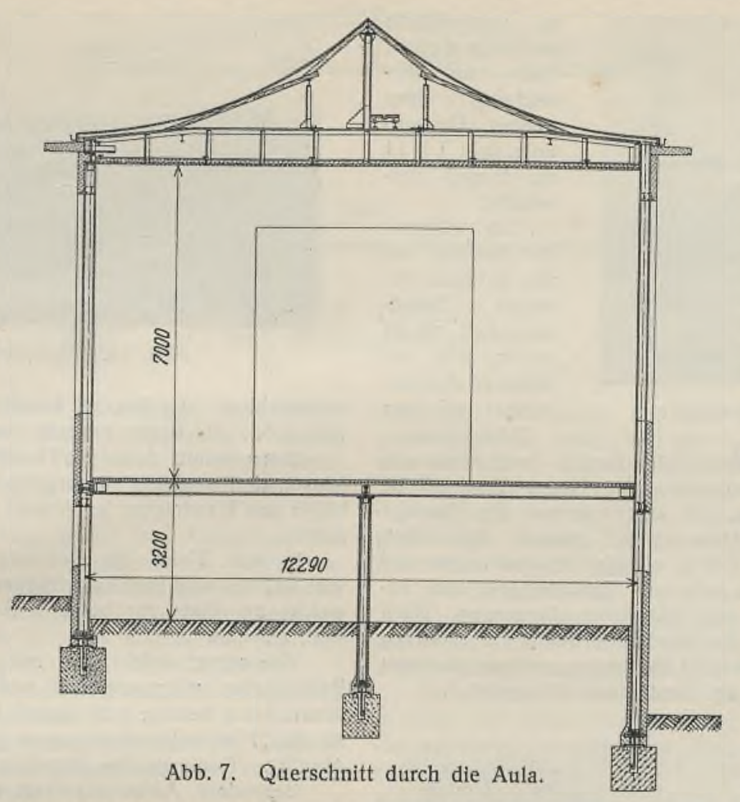


Abb. 7. Querschnitt durch die Aula.

Der konstruktive Aufbau ist in einem normalen Querschnitt in Abb. 3 dargestellt. Es handelt sich hierbei um ein 6geschossiges Bauwerk von 23,4 m Höhe mit flachem Dach. Das eigentliche Dachgeschoß ist nicht als nutzbarer Bodenraum ausgebildet, sondern nur so hoch bemessen, daß Unterhaltungsarbeiten von innen her vorgenommen werden können. Das Dach besteht aus Holzschalung auf Holzsparren und Stahlpfetten, als Eindeckung ist aus Sparsamkeitsrücksichten farbige teerfreie Pappe gewählt. In den Geschossen ziehen sich an der Vorderfront i. L. 6 m tiefe Klassenräume hin, deren achtflügelige breitgelagerte Fenster bis unmittelbar unter die Decke reichen und sich in sämtlichen Feldern als laufendes Band über die ganze Front erstrecken. An der Rückseite sind i. L. 2,5 m tiefe Korridore angeordnet, die ebenfalls durch achtflügelige breitgelagerte Fenster belichtet werden. Hier sind die Fenster jedoch nur in jedem zweiten Wandfeld vorgesehen, während die übrigen Wandfelder 38 cm starke Ausmauerung (Ziegelmauerwerk mit Klinkerverblendung) erhalten. Die Flurwand zwischen Klassenräumen und Korridoren wird durch 38 cm starkes Mauerwerk gebildet, soweit in dieser nicht Wandschränke zur Aufnahme von Zeichenmaterial, Lehrgegenständen usw. eingebaut sind.

Das eigentliche Tragwerk wird durch ein Stahlskelett gebildet, dessen Rahmen einheitlich in Abständen von 3,10 m angeordnet sind. Auf diese Entfernung spannen sich zwischen den Rahmenriegeln die Hohlsteindecken. Die Stahlrahmen weisen Breitflanschträger als Stützen auf, die der Wirtschaftlichkeit halber in je zwei Geschossen im Profil abgesetzt sind, und zwar in dem normalen Teil als Profile I P 26, I P 22 und I P 16. Die Außenstützen sind mit Sommerfelder Klinkern in $^1/_2$ Stein Stärke verblendet (s. Stützenquerschnitt Abb. 4). Durch Rundeisenbügel, welche in jeder vierten Fuge liegen und hinter die Stützenflansche greifen, ist die Verblendung mit den Stützen in feste Verbindung gebracht. Im Hinblick auf diese Anordnung der Verblendung sind die Stützenprofile an der Vorderkante bündig gestellt.

Die Befestigung der Holzfensterrahmen zwischen den Stützen erfolgt durch eiserne Bügel, die an die Stützenflansche angeschlossen sind.

Die Stützenfüße sind gefräst und ruhen auf Verteilungsträgern, die je aus zwei Breitflanschträgern mit entsprechenden Aussteifungen untereinander gebildet sind. Diese Breitflanschträger lagern wieder auf eisenbewehrten Betonstreifen-Fundamenten. Die Unterzüge bzw. Rahmenriegel der Klassenräume bestehen aus I 36. Abb. 5 zeigt einen Querschnitt durch diese Unterzüge mit Ummantelung und Deckenanschluß.

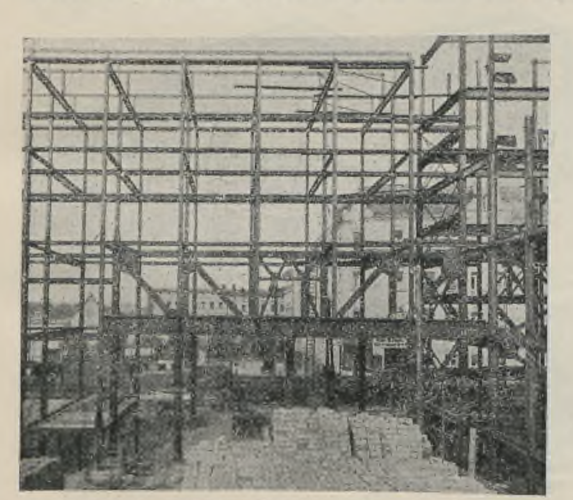

Abb. 8. Der Fachwerkträger über der Durchführung der Straße am Grünhofer Markt.


Abb. 9.
Übersicht über die Baustelle.



Abb. 10. Aufrichtung eines Rahmenfeldes.

In den Fluren sind zum größten Teil zur Erreichung einer glatten Deckenuntersicht I P 14 als Riegel verwendet.

Um während der Montage für die Rahmen die nötige Standsicherheit zu erzielen, sind die üblichen Aufsatzwinkel auf dem Trägerunterflansch verschraubt, ebenfalls ist der obere Trägerflansch durch einen entsprechenden Winkel an die Stütze angeschlossen. Dieser Anschluß ist imstande, die Momente aufzunehmen, die sich während der Montage durch Winddruck auf die Stahlkonstruktion ergeben können. Abgesehen hiervon hat man, um bei größerem Sturm etwaige Schwankungen der Stahlkonstruktion zu verhindern — an sich nach vorstehendem zwar ungefährlich —, noch Diagonalverbände aus Drahtseilen eingezogen. Nach Fertigstellung des Gebäudes werden die Windkräfte durch die massiven Decken auf Giebel- oder Treppenhauswände übertragen und von da durch Diagonalverbände aus Flachstäben in die Fundamente übergeleitet.

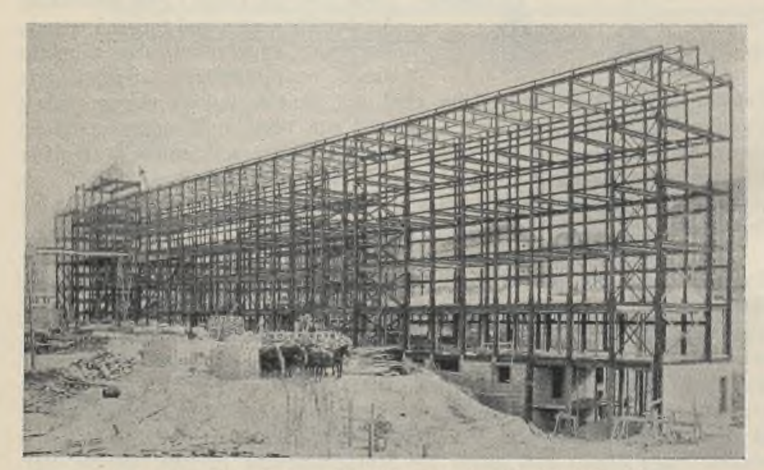


Abb. 11. Das fertige Stahlskelett der Fachschule III.

Die Verbindung der einzelnen Rahmen untereinander erfolgt in den Außen- und Innenwänden durch Riegel, welche gleichzeitig das jeweils vorhandene Mauerwerk zu tragen haben.

Von dem obenerwähnten normalen Querschnitt ergaben sich in den verschiedenen Gebäudeteilen mehrfach abweichende Ausführungen u. a. bedingt durch die starken Höhenunterschiede des Geländes. Der Stahlkonstruktion fiel hierbei die Aufgabe zu, den entsprechenden Erddruck aufzunehmen. Diesen und ähnlichen Anforderungen war die hier vorgesehene Stahlbauweise in jeder Beziehung gewachsen.

Als Belastungen gelten für:

Deckeneigengewicht einschließlich Estrich	275 kg/m²
Nutzlast in den Klassenräumen	350 „
Nutzlast in den Korridoren und Treppenhäusern	500 „

Wind-, Schnee- und sonstige Belastungen den ministeriellen Bestimmungen entsprechend. Als Baustoff wurde St 37 mit Abnahme auf dem Walzwerk verwandt. Als Beanspruchung sind 1400 kg/cm² zugelassen.



Abb. 12. Die Fachschule III während der Ausmauerung.



Abb. 13. Fachschule III im fertigen Zustand.

Einen Schnitt durch ein Haupttreppenhaus zeigt Abb. 6. Die Treppenhäuser sind sämtlich so ausgebildet, daß die Podestträger und Wangenträger aus Walzträgern hergestellt sind, auf denen massive Treppenstufen ruhen.

In Abb. 7 ist ein Querschnitt durch die Aula dargestellt. Als Wandstützen sind Breitflanschträger, als Binder Blechträger mit Obergurten, welche am Ende zur besseren Anpassung an die Dachform abgeschrägt sind, gewählt.

Wie wirtschaftlich man mit der Raumausnutzung bei dem ganzen Bauvorhaben vorgegangen ist und welche Anpassungsfähigkeit die Stahlkonstruktion besitzt, geht daraus hervor, daß über dem Bühnenhaus der zu den Hausmeisterwohnungen gehörende, durch eine Nebentreppe zugängliche Trockenboden eingebaut worden ist.

Besondere Aufmerksamkeit verdient die Durchbildung der Straßendurchführung (Am Grünhofer Markt) in einer Gesamtbreite von 15,5 m. In der Vorder- und Rückfront sind 750 mm hohe, durch Platten verstärkte Parallelflanschträger eingebaut, die auf je zwei am Rande des Bürgersteiges stehenden Zwischenstützen ruhen. Die Innenwand des Gebäudes mußte in der ganzen Durchfahrtbreite abgefangen werden, da aus architektonischen Rücksichten keine Zwischenstützen mehr gewünscht wurden. An dieser Stelle hat man daher einen schweren Fachwerkträger eingebaut, dessen Systemhöhe einer vollen Geschoßhöhe entspricht und der die

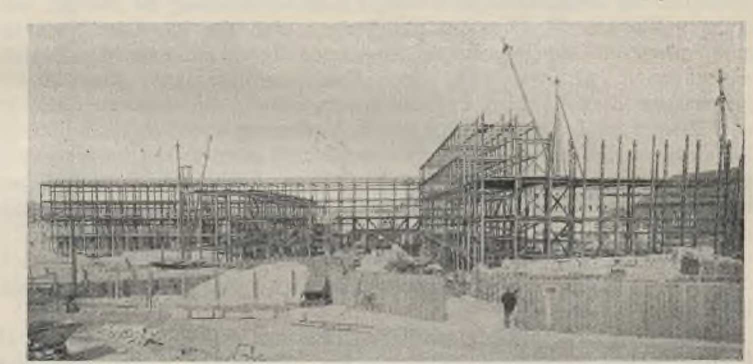


Abb. 14. Ansicht der Fachschulbaukörper I bis III während des Baues.

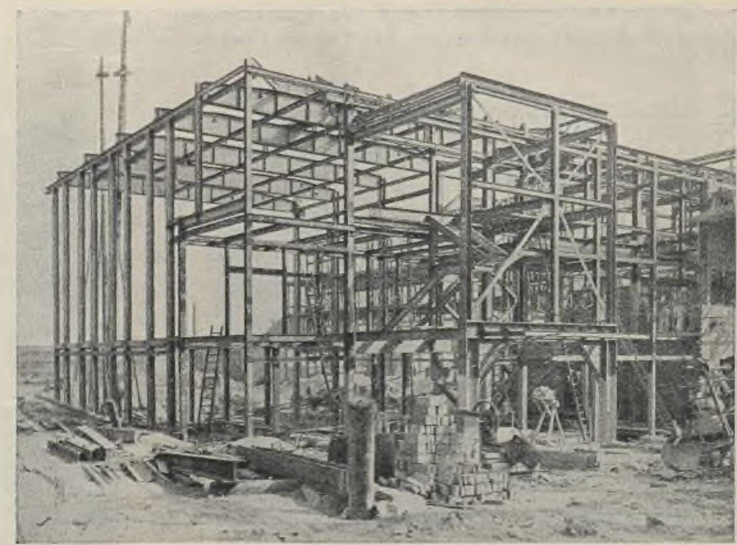


Abb. 15. Aulabaukörper mit vorgelagertem Treppenhaus.

gesamte über ihm ruhende Last von drei Geschossen aufzunehmen hat (Abb. 8). Diese und sonstige besonderen Belastungszustände erforderten bei einer Reihe von Stützen Querschnittsverstärkungen durch innere und äußere Platten, damit die gewünschte Außenstützenbreite von 26 cm beibehalten werden konnte.

Die Montage wurde mit großen Holzschwenkmasten durchgeführt, und zwar in der Weise, daß erst die unteren vier Geschosse zu Rahmen zusammengeschraubt und im ganzen aufgerichtet wurden. Nachdem eine entsprechende Anzahl der unteren Rahmen, Wandriegel und Träger aufgestellt war, wurde auf diesen ein weiterer Schwenker errichtet, der seinerseits die letzten beiden oberen Geschosse — vorher ebenfalls zu einem Rahmen zusammengeschraubt — im ganzen hochzog und einsetzte.

Ein klares Bild über den Arbeitsvorgang bei der Aufstellung der Stahlkonstruktionen veranschaulichen die nebenstehenden Baustellenaufnahmen, von denen Abb. 9 eine Übersicht über den größten Teil der Baustelle während der noch in Gang befindlichen Fundierungsarbeiten zeigt. Man erkennt in der Mitte einen Teil des Stahlskeletts von der Fachschule III und rechts davon den Lagerplatz mit dem Abladekran.

Abb. 10 zeigt, wie gerade ein vorher zusammengebautes Rahmenfeld an der eben erwähnten Stelle aufgerichtet wird.

Abb. 11 gibt ein Bild der fertig aufgestellten Fachschule III. Deutlich sind die Verbände in den Giebelwänden und Treppenhäusern, sowie die Montageverbände in der Längsfront sichtbar.

Abb. 12 bringt denselben Gebäudeflügel, jedoch zu einem späteren Zeitpunkt, nachdem bereits die Decken eingezogen und die Wände etwa zur Hälfte ausgeführt sind. Schmale Pfeilerchen und riesige Fensteröffnungen verleihen dem Bau das Charakteristische des Zweckbaues. Obwohl es sich im vorliegenden Falle noch um kein ausgesprochenes Hochhaus handelt, sind doch, wie auf dem Bilde ersichtlich, schon die bekannten Hängerüstungen der Firma Torkret-Berlin für die Durchführung der Maurerarbeiten verwendet worden. Einen Eindruck von dem fertigen Flügel vermittelt Abb. 13, die gleichzeitig den Flügel der Kunstgewerbeschule von rechts als Stahlskelett zeigt.

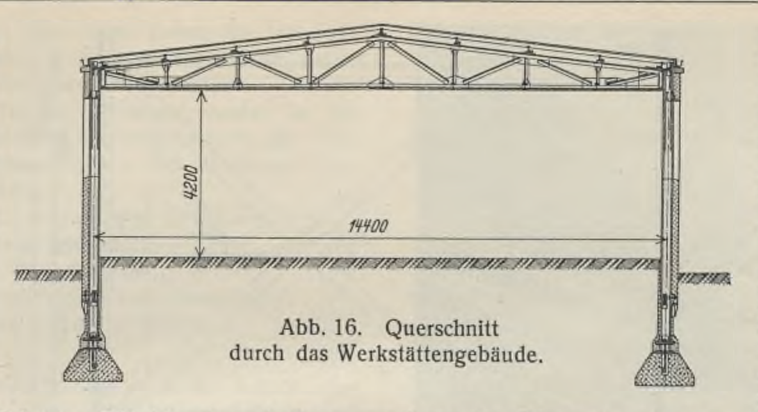


Abb. 16. Querschnitt durch das Werkstättengebäude.

Abb. 14 gibt eine Gesamtansicht der Fachschulenbaukörper I bis III. In der Mitte ist auf dem Bilde die Straßendurchführung mit den Walzträgern und Fachwerkunterzügen ersichtlich. Im Vordergrund rechts ist ein in den oberen Geschossen arbeitender Schwenker mit dem Aufsetzen der beiden Obergeschosse beschäftigt. Im linken Teil des Bildes erkennt man den Aulabaukörper, der auf Abb. 15 mit dem ihm vorgelagerten Treppenhaus im größeren Maßstab dargestellt ist.

Schließlich zeigt Abb. 16 noch einen Querschnitt durch das eingeschossige Werkstättengebäude der Kunstgewerbeschule, das der Einheitlichkeit wegen ebenfalls im Stahlrahmenbau ausgeführt wird.

Die Gesamtmontage wurde von der Abteilung Stahlbau des Werkes J. Gollnow & Sohn, Stettin, ausgeführt. Die Lieferung von Formeisen und Konstruktionen wurde im Hinblick auf den in Stettin herrschenden Arbeitsmangel entsprechend verteilt:

Der Firma J. Gollnow & Sohn als der Trägerin der Gesamtmontage und Gesamtverantwortung fiel die Hauptlieferung zu, während die ebenfalls ortsansässigen Firmen Stettiner Träger- und Baueisengesellschaft m. b. H., Stettiner Chamotte-Fabrik A.-G. und Thyssen A.-G. in geringerem Ausmaße an der Lieferung beteiligt wurden.

Entwurf und Leitung des gesamten Bauvorhabens lag in Händen des städtischen Hochbaudezernenten, des Stadtbaurats Dr.-Ing. Weishaupt, welchem für die Oberleitung Regierungsbaumeister a. D. Bachmann, für die örtliche Bauleitung Stadtbauinspektor Blessau und als architektonischer Mitarbeiter Architekt Schieß zur Seite stand.

Bemerkenswerte Wiederverwendung von alten Brückenkonstruktionen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur **Schwarz**, Eßlingen.

Es ist einer der Hauptvorzüge von Stahlbauten, daß sie sich mit einfachen Mitteln und statisch einwandfrei verstärken und umbauen und sich dadurch beinahe allen Umstellungen des Betriebes anpassen lassen. Falls die Änderungen so tiefgreifend sind, daß der Bau fallen muß, dann deckt der Schrotterlös für die abgebrochenen Stahlbauteile zum mindesten die Kosten des Abbruchs. In vielen Fällen aber lassen sich die abgebrochenen Bauteile mit großem Vorteil für andere Zwecke wieder verwenden.

Die Reichsbahndirektion Stuttgart hat nach ihren Vorschlägen in den Jahren 1925 und 1927 durch die Maschinenfabrik Eßlingen, Eßlingen a. Neckar (Württemberg), zwei Bauten ausführen lassen, deren Hauptkonstruktionen aus alten Brückenkonstruktionen gewonnen worden sind. Es handelt sich hierbei um eine neue Werkstättenhalle für das Ausbesserungswerk Eßlingen und die eingleisige Eisenbahnbrücke über die Mühlstraße in Wangen. Beide Bauwerke sollen nachstehend kurz beschrieben werden:

1. Ausbesserungswerk Eßlingen.

Die Halle wurde über den nicht bebauten Hof zwischen zwei bestehenden Hallen errichtet und ist 105 m lang und 17,99 m breit. In der Halle laufen zwei Krane von 10 t Nutzlast und 17,07 m Spannweite. In der einen von den benachbarten Hallen von 16 m Spannweite waren außerdem neue Kranbahn-

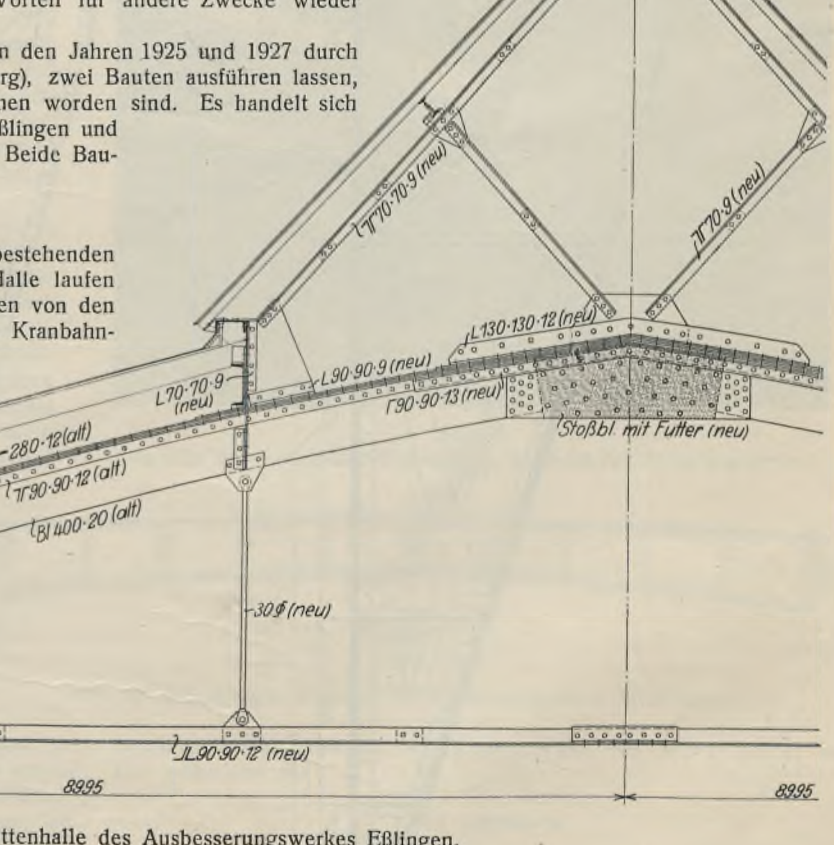


Abb. 3. Hallenbinder der Werkstättenhalle des Ausbesserungswerkes Eßlingen, hergestellt aus der alten Heilbronner Eisenbahnbrücke.

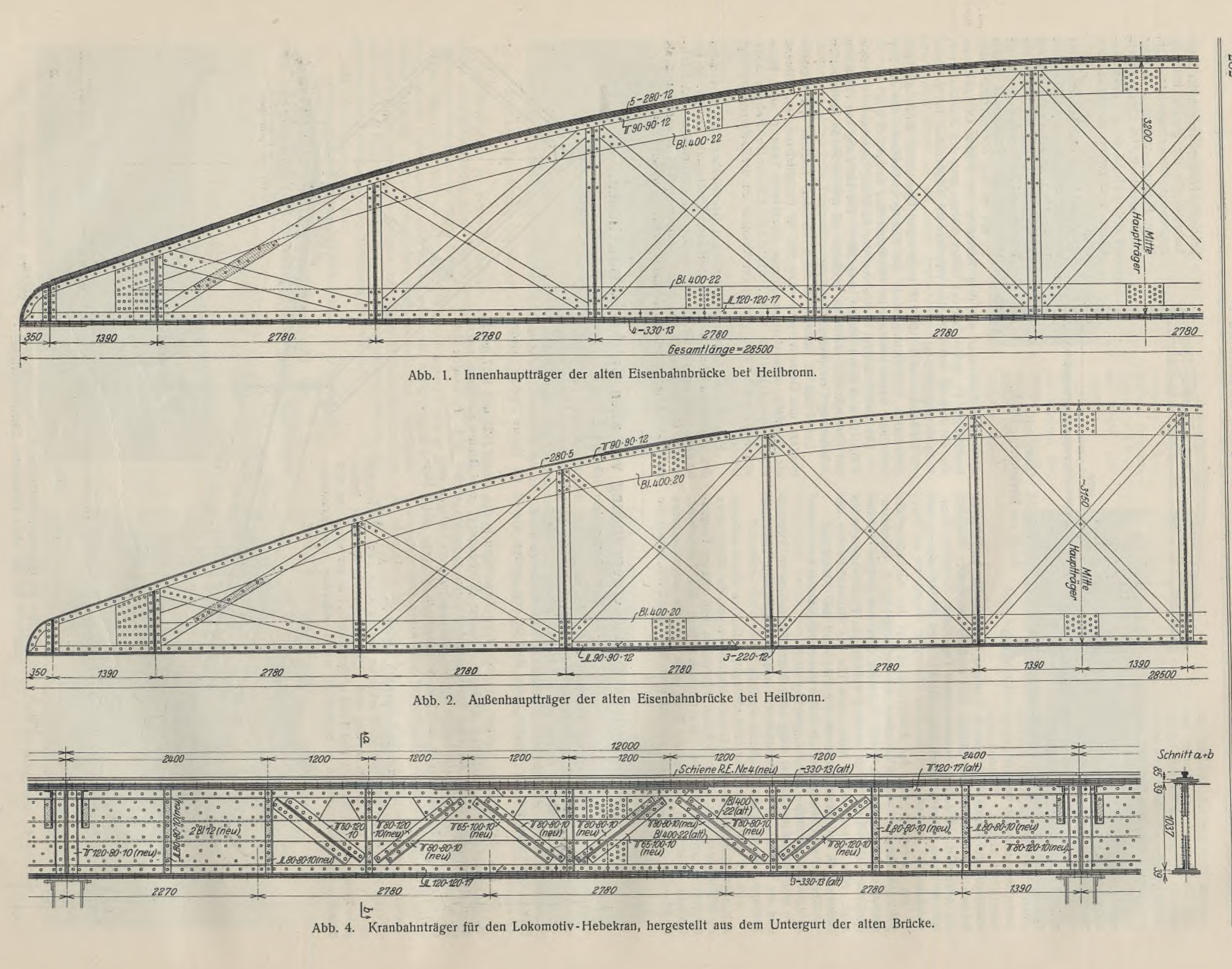
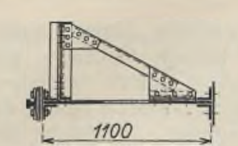


Abb. 1. Innenhauptträger der alten Eisenbahnbrücke bei Heilbronn.

Abb. 2. Außenhauptträger der alten Eisenbahnbrücke bei Heilbronn.

Abb. 4. Kranbahnträger für den Lokomotiv-Hebekran, hergestellt aus dem Untergurt der alten Brücke.



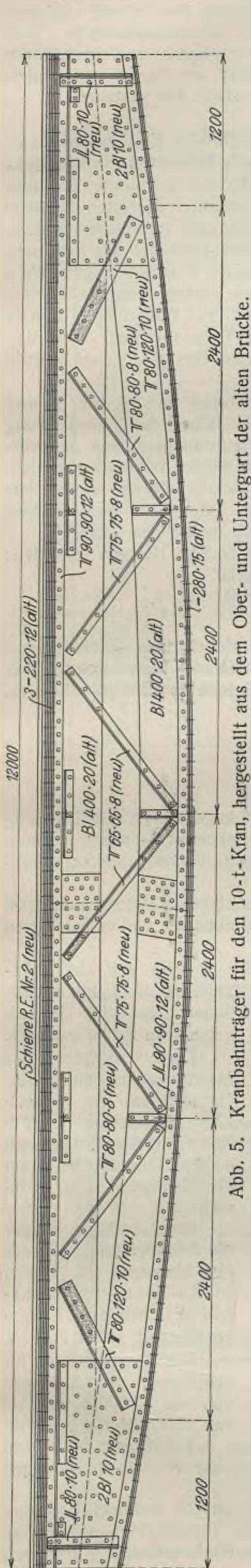


Abb. 5. Kranbahnträger für den 10-t-Kran, hergestellt aus dem Ober- und Untergurt der alten Brücke.

träger für einen Lokomotiv-Hebekran einzubauen und deren Stützen auszuwechseln bzw. zu verstärken.

Für den Neubau wurden in der Hauptsache Konstruktionsteile der alten Eisenbahnbrücken bei Heilbronn verwendet.

Es standen zur Verfügung:

6 Stück schwere Innenhauptträger von je 18 t, insgesamt . . . . 108 t
14 Stück leichte Außenhauptträger von je 12 t, insgesamt . . . 168 t
276 t.

In Abb. 1 u. 2 ist die Konstruktion eines schweren Innenhauptträgers und eines leichten Außenhauptträgers dargestellt. Die Hauptträger der Brücke lagerten auf dem Abstellplatz der Reichsbahn in Kornwestheim, von welchem schon so viele alte Brückenteile herausgeholt und wieder in den Dienst der Arbeit und des Verkehrs gestellt worden sind.

Von den Hauptträgern der Brücke, welche auf dem Lagerplatz auseinandergenommen wurden, sind nur die Gurtungen in die Brückenbauwerkstätte geschafft und für die Hallenbinder und Kranbahnträger verarbeitet worden.

Die Hallenbinder bestehen aus Zweigelenkbogen mit Zugband (siehe Abb. 3) und haben bei 17,99 m Stützweite und 12 m Abstand ein Gewicht von 40,6 t. Dieses setzt sich zusammen aus

15,5 t Neumaterial,
25,1 t Altmaterial
40,6 t.

Der Gesamteindruck der Binder, deren Gestalt durch die Form der Brückenobergurte gegeben war, ist recht gut, ein Beweis, daß man auch mit alten ausrangierten Bauteilen, zweckmäßig verarbeitet, eine ästhetische Wirkung erzielen kann.

Die Kranbahnträger für den Lokomotiv-Hebekran wurden aus dem geraden Untergurt der Hauptträger hergestellt. Die Stehbleche der Gurte waren breit genug, um den Anschluß der neu einzubauenden Streben unterzubringen. Nur gegen die Auflagerenden zu mußten statt der Streben Bleche eingesetzt werden (Abb. 4).

Sämtliche Anschlußpunkte werden durch 12 mm starke Blechlaschen verstärkt. Diese Verstärkung war mit Rücksicht auf die im Stehblech vorhandenen Löcher erforderlich, die nicht selten in unmittelbarer Nähe der neuen Anschlußlöcher lagen. Die Bleche, welche gegen die Seite der Unterkante der Gurtwinkel sauber verpaßt wurden, haben außerdem die Aufgabe, die großen Raddrücke auf das Stehblech zu übertragen und so die Halsniete zu entlasten.

Der Kranbahnträger hat die Raddrücke von 4 × 30 t bei Radständen von 4,00 m — 2,00 m — 4,00 m aufzunehmen. Als Kranschiene wurde die Aachener Schiene Nr. 4 verwendet. Die vorhandene Nietteilung in den Gurtwinkeln genügte zur Aufnahme der Schubkräfte, welche durch die Kranlasten verursacht werden.

Die Kranbahnträger haben einschließlich der Horizontalverbände, aber ausschließlich der Kranbahnschienen ein Gesamtgewicht von 98,9 t. Dieses setzt sich zusammen aus

36,5 t Neumaterial,
62,4 t Altmaterial
98,9 t.



Abb. 6. Innenansicht der Werkstättenhalle.

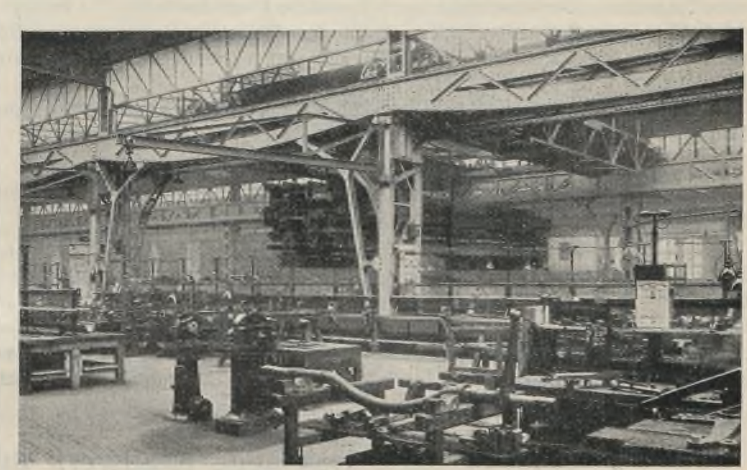


Abb. 7. Ansicht der fischbauchförmigen Kranbahnträger.

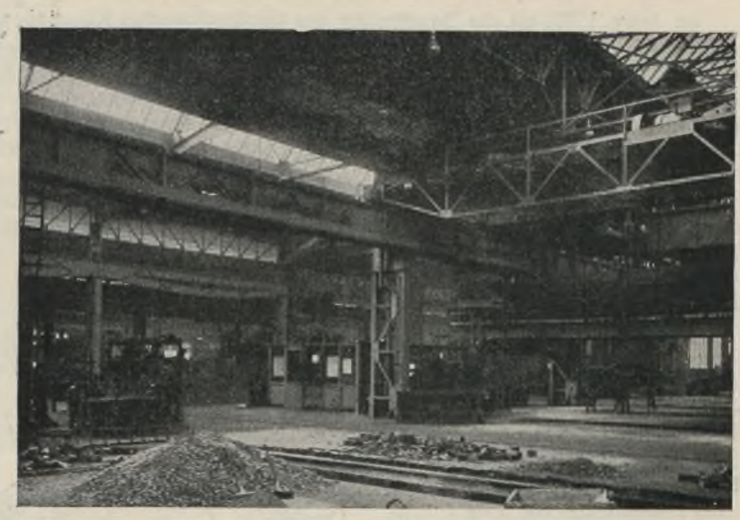


Abb. 8.
Ansicht des Lokomotiv-Hebekranes während der Belastungsprobe.

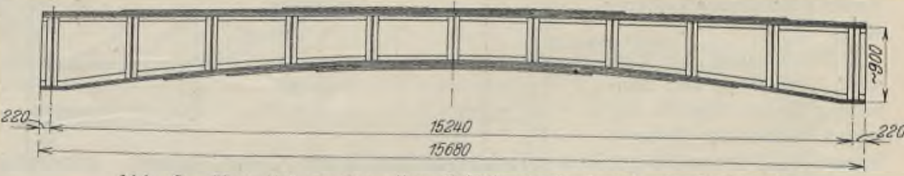


Abb. 9. Hauptträger der alten Schillerstraßenbrücke in Stuttgart.

Die Obergurte der Kranbahnträger für den 10-t-Kran wurden aus den geraden Untergurten der Hauptträger und die Untergurte der Kranbahnträger aus den gekrümmten Obergurten der Brückenhauptträger hergestellt (Abb. 5).

Dadurch entstand die fischbauchähnliche Form der Träger. Um das Material möglichst auszunutzen, wurden hierzu die leichten Außenhauptträger der Brücke verwendet.

Das Gewicht der Kranbahnträger samt Verbänden, aber ohne Schienen beträgt 62,7 t. Hiervon entfallen

13,5 t auf Neumaterial,
49,2 t „ Altmaterial
62,7 t.

Wären die vorgenannten Bauteile der Halle durchweg aus Neumaterial hergestellt worden, dann wäre allerdings ein kleineres Gesamtgewicht erzielt worden. Die Gewichtsersparnis, welche kaum mehr als 20 t beträgt, wird aber reichlich aufgehoben durch die Materialkostenersparnis, die erreicht worden ist. Das Gesamtgewicht des verwendeten Altmaterials beträgt $25{,}1 + 62{,}4 + 49{,}2 = 136{,}7$ t.

Wird für den Materialwert einschließlich Unkosten ein Betrag von 180 R.-M. je Tonne eingesetzt, so beträgt die erzielte Ersparnis

$$(127{,}7 - 20) \cdot 180 = 19\,400 \text{ R.-M.}$$

Die Lichtbilder (Abb. 6 u. 7) zeigen die Innenansicht der Halle mit den Bogenbindern und den Kranbahnträgern der Nachbarhalle.

Die Lichtbilder (Abb. 7 u. 8) zeigen auch den Lokomotiv-Hebekran, an welchem soeben die Belastungsprobe vorgenommen wird. Dieser trägt 130 t Nutzlast verteilt auf zwei Katzen mit Quertraversen von je 65 t Tragkraft und dient sowohl zum Heben ganzer Lokomotiven für das Aus- und Einbauen der Achsen, als auch zum Auswechseln der Lokomotivkessel. Die Forderung des Quertransportes der Lokomotivkessel über volle Querstände hinweg wurde bei der kleinen Gebäude- und Fahrbahnhöhe durch zwischenhängende und niedere Bauart der Katzen erreicht. Sämtliche Bewegungen des Krans erfolgen durch Drehstrommotoren und werden einzeln und gemeinsam von dem am Gerüst angebauten Führerstand aus gesteuert.

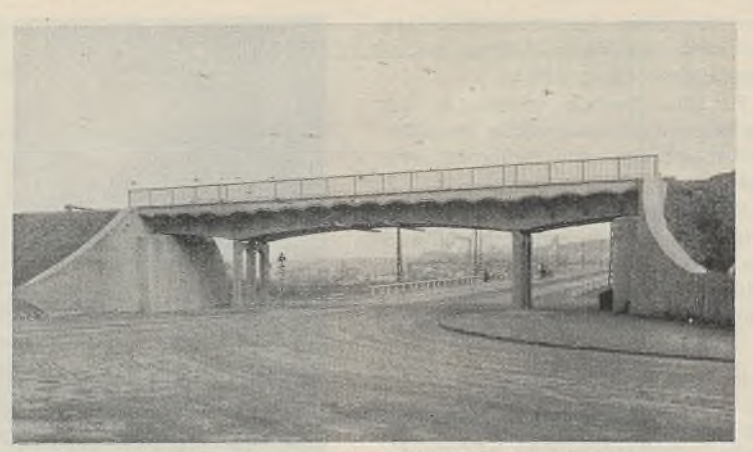


Abb. 10. Die neue eingleisige Eisenbahnbrücke über die Mühlstraße in Wangen.

2. Eingleisige Eisenbahnbrücke über die Mühlstraße in Wangen.

Die Brücke wurde aus den Brückenteilen der alten Schillerstraßenbrücke in Stuttgart, welche im Jahre 1923 bei der Erbauung des neuen Bahnhofs abgebrochen werden mußte, hergestellt. Sie bestand aus Hauptträgern von je 15,68 m Gesamtlänge und darüberliegenden Tonnenblechen. Von den Hauptträgern (Abb. 9) wurden sechs Stück zum Bau der neuen Brücke zur Verfügung gestellt.

Die neue Brücke überspannt eine Straßenbreite von 26,48 m in drei Öffnungen von 5,39 m — 15,70 m — 5,39 m. Über der Mittelöffnung konnten die alten Blechträger, drei Stück nebeneinander, ohne nennenswerte Änderung als Träger auf zwei Stützen wieder verwendet werden. Die Seitenöffnungen, welche dem Fußgängerverkehr dienen, werden aus Teilen der übrigen Blechträger, ebenfalls als Träger auf zwei Stützen gelagert hergestellt. Abb. 10 zeigt die Brücke im fertigen Zustand.

Die Brücke hat ein Gesamtgewicht von 88,5 t. Hiervon entfallen:

24,1 t auf Neumaterial,
62,4 t „ Altmaterial
86,5 t.

Wiederverwendungs- und Umbaumöglichkeit des Stahles — die großen Vorteile des Stahles gegenüber anderen Baustoffen — lassen sich in ihrer wirtschaftlichen Bedeutung an diesen beiden Beispielen recht gut erkennen.

Alle Rechte vorbehalten.

Das neue Kraftwerk der Chade in Buenos Aires.

Von Oberingenieur **Hans Rohrer**, Saarbrücken.

Im Jahre 1926, als die Bauarbeiten des Großkraftwerkes Klingenberg in Rummelsburg bei Berlin ihrer Vollendung zugingen, wurden ziemlich still, aber tatkräftig die Vorarbeiten und Bestellungen für das neue Großkraftwerk der Chade in Buenos Aires eingeleitet, eine Anlage, die nach dem allgemeinen Dispositionsplan Abb. 1 in ihren Ausmaßen und der beabsichtigten Volleistung von 600 000 kW das Klingenberger Werk noch übertrifft.

Das Kraftwerk ist auf einem Gelände erbaut, welches durch Eindämmung und Trockenlegung erst dem Flußbette des La-Plata-Stromes in der Nähe des neuen Hafens von Buenos Aires abgewonnen werden mußte.

Für die Gründung des Bauwerkes war von großer Bedeutung, daß sich unter einer Sand- und Schlammschicht von max. 3 m ein sehr fester Baugrund, die Tosca-Colorado, vorfand mit einer Tragfähigkeit von 5 bis 6 kg/cm² und wenige Meter tiefer die Widerstandsfähigkeit des Bodens noch weiter bis nahezu 10 kg/cm² stieg.

Die Leitung für Entwurf, Vergebung und Bauleitung dieses Objektes lag in den Händen der „Sofina“, Brüssel, bzw. der aus ihr gebildeten Tochtergesellschaft, der „Cobti“, Brüssel.

Wie schon eingangs gesagt, ist die Leistung der Zentrale für den fertigen Ausbau auf 600 000 kW bemessen; vorerst wurde die Anlage für etwa 200 000 kW installierte Leistung in Maschinen- und Schalthaus eingerichtet, dagegen ist das Kesselhaus nur für 105 000 kW vorgesehen.

Zur Aufstellung gelangten jetzt 2 Turbinen neuester amerikanischer Bauart mit etwa 38,7 kg/cm² Dampfdruck, ferner 8 Kessel mit 45,7 kg/cm² eff. Betriebsdruck und max. 425 ° C Dampftemperatur.

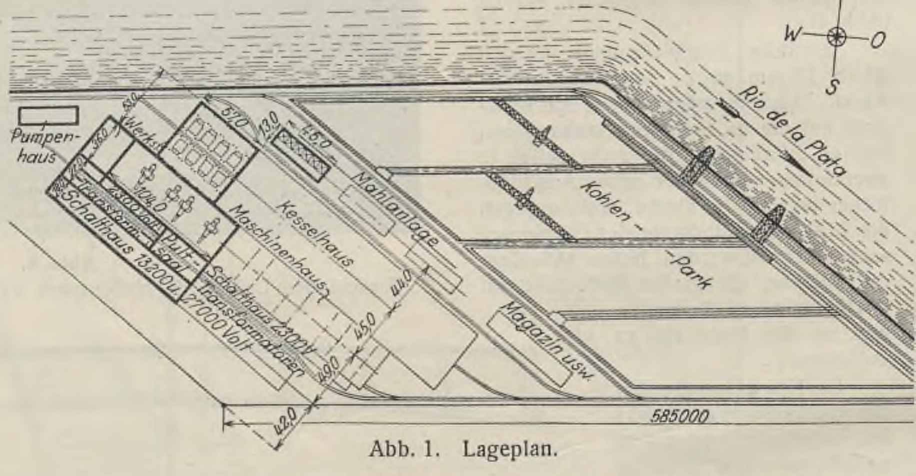


Abb. 1. Lageplan.

Die Kessel werden mittels gemahlener Kohle geheizt; für die Lagerung der Kohle — die sämtlich per Überseeschiff ankommt — waren umfangreiche Lager und Transportanlagen erforderlich, ebenso eine verhältnismäßig große Mahlanlage.

Für diese in großen Umrissen skizzierte Anlage erfolgte im Juni 1926 die Ausschreibung der Lieferung der Stahlkonstruktionen, und es beteiligten sich daran zahlreiche europäische Firmen.

Der Firma Vereinigte Hüttenwerke Burbach-Eich-Düdelingen, A.-G. (Arbed) wurde der Auftrag auf Lieferung der Stahlkonstruktionen für die Gesamtgebäudeanlage übertragen.

Diese umfaßte das Maschinenhaus von 3800 m² Grundfläche, das Kesselhaus mit 3000 m² Grundfläche, die Schalthäuser mit 4060 m² Grundfläche, ferner die Mahlanlage und Werkstätten.

Die Arbed gab wieder die fob-Lieferung für das Maschinenhaus rd. 2200 t an die Gutehoffnungshütte, Oberhausen, Aktiengesellschaft (G. H. H.) ab.

Die Organisation für Erledigung des Auftrages von rd. 10 000 t war so, daß die Abteilung Eisenkonstruktion der Burbacher Hütte die Leitung des Auftrages hatte und dort die Entwürfe, statischen Berechnungen sowie Werkstattzeichnungen für den Arbed-Anteil aufgestellt wurden.

Die Werkstattarbeiten sowie die Montage an Ort und Stelle, letztere auch für den G.H.H.-Anteil, wurden von der Talleres Metalurgicos San Martin in Buenos Aires ausgeführt. Dieses Werk mit dem Kurznamen Tamet gehört infolge starker Beteiligung in den engeren Interessenkreis der Arbed und ist mit seinen nunmehr modernisierten Anlagen der Ab-

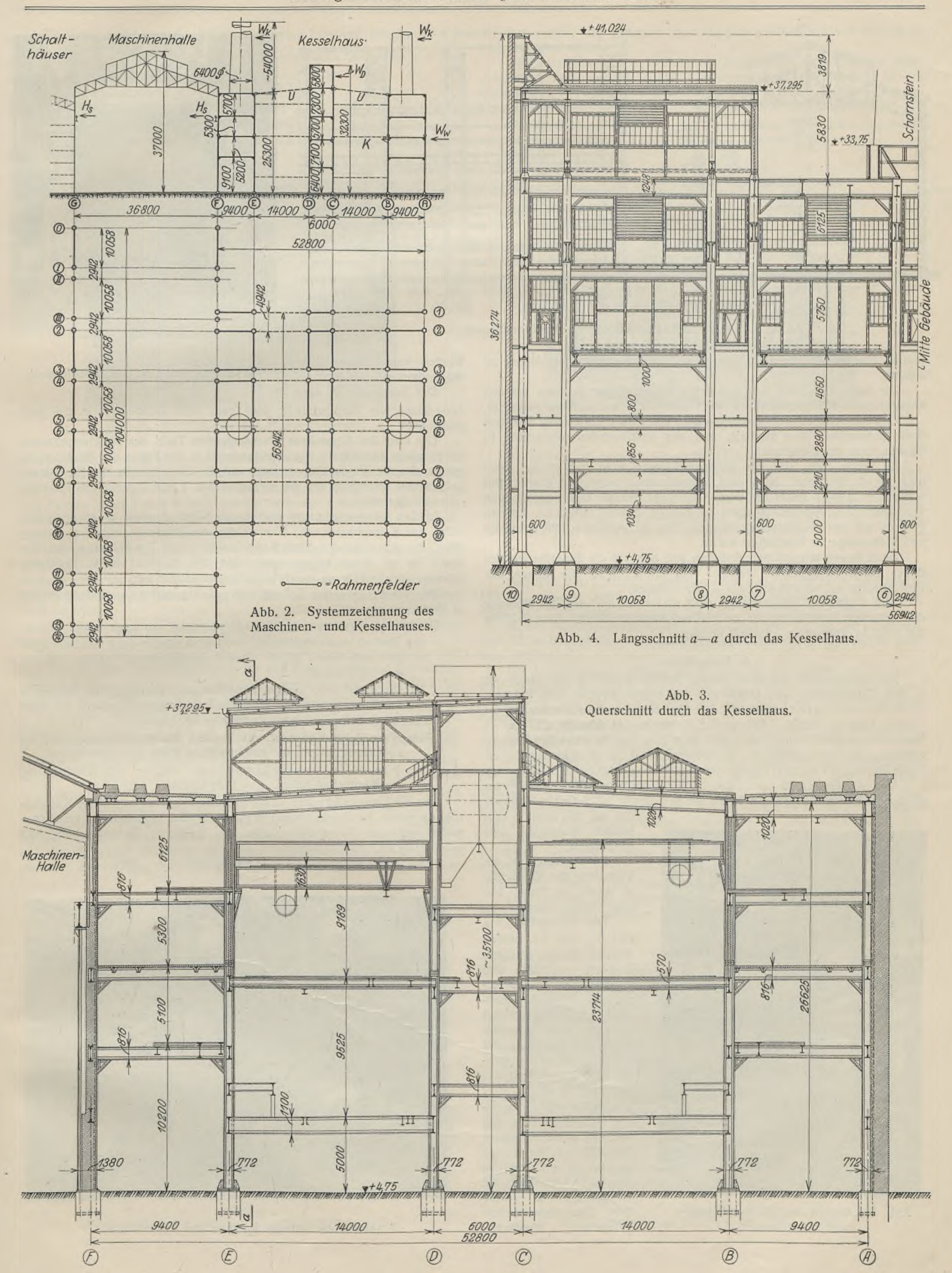
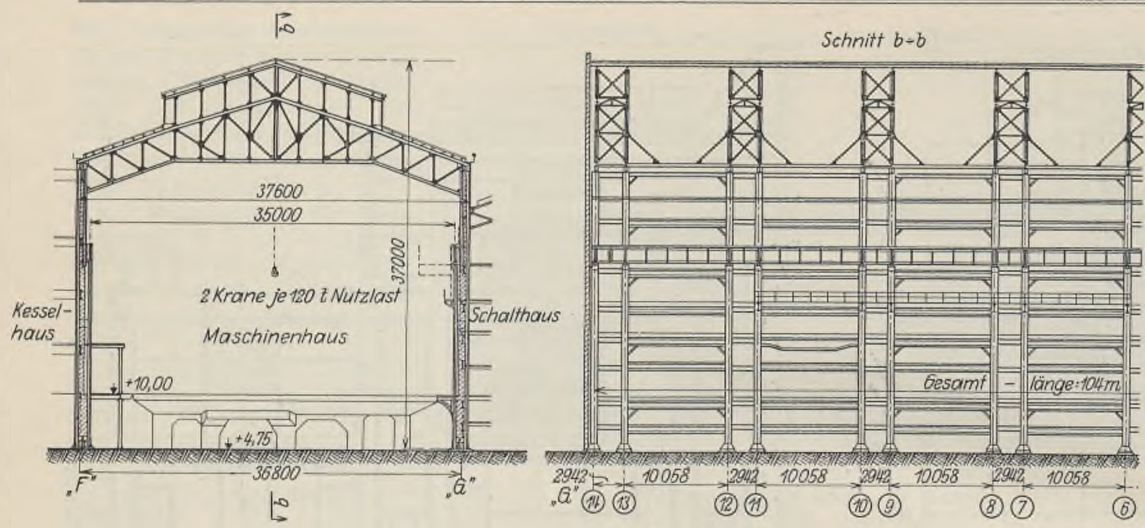
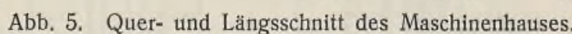


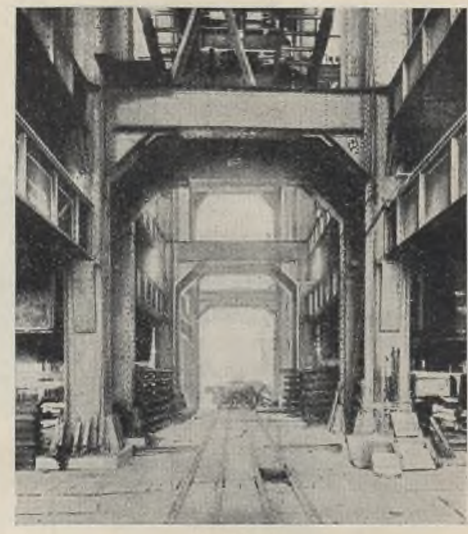
Abb. 2. Systemzeichnung des Maschinen- und Kesselhauses.

Abb. 4. Längsschnitt *a—a* durch das Kesselhaus.

Abb. 3. Querschnitt durch das Kesselhaus.




Abb. 5. Quer- und Längsschnitt des Maschinenhauses.


Abb. 6.
Ansicht der Rahmen des Kesselhauses.

teilung Eisenkonstruktionen in der Lage, 2000 bis 2500 t im Monat zu leisten.

Die Materialien des Arbed-Anteiles wurden von Burbach bei den verschiedenen Konzernwerken bestellt und nach Buenos Aires geschickt.

Gewisse Schwierigkeiten waren wegen der großen Entfernung zwischen dem technischen Büro Burbach und der ausführenden Werkstätte in Buenos Aires zu überwinden.

Es zeigte sich, daß die dortigen Anlagen wohl groß genug, aber noch nicht für Bohr-, Niet- und Schneidearbeit genügend eingerichtet waren; es mußten daher auf dem Kabelwege die Werkstattdispositionen vereinbart und Arbeitsmaschinen in Europa bestellt werden. Ebenso ging es mit den Montageeinrichtungen, für die moderne Schwenkmaste und Hebezeuge zu beschaffen waren.

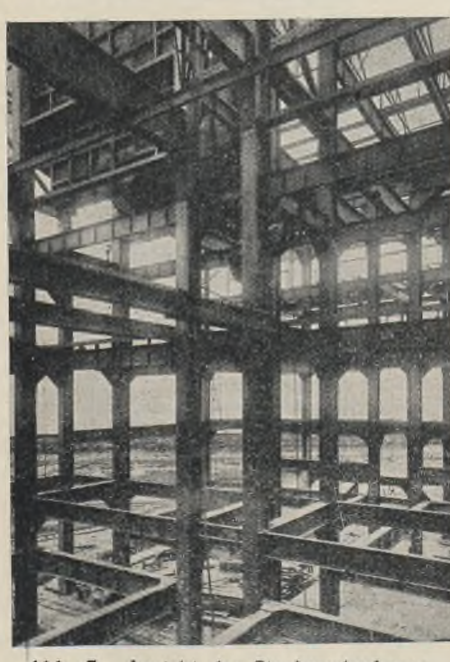
Nach diesen allgemeinen Angaben soll nun auf die Einzelheiten des Baues näher eingegangen werden. Vor allem dürfte die Anlage des Kesselhauses — als Rahmenbau — interessieren.

Abb. 2 gibt ein schematisches Bild dieser Anlage und der Vorgang der statischen Berechnung für die mehrfach statisch unbestimmten Rahmen soll kurz in folgendem erläutert werden.

A. Kesselhaus.

Die Konstruktion des Kesselhauses besteht sowohl in der Längs- als in der Querrichtung des Gebäudes aus einem System von Rahmen. In der Querrichtung sind von den fünf Schiffen des Kesselhauses die beiden äußeren Schiffe AB und EF sowie das Mittelschiff CD in Rahmenkonstruktion ausgeführt, und zwar sind jeweils 2stockige Rahmen aufeinandergestellt angeordnet. Im mittleren Schiff CD ist außerdem der erhöhte Dachteil als weiterer Rahmen (einfacher Zweigelenkrahmen) aufgesetzt.

Von diesem durch Unterzüge in den Zwischenschiffen miteinander gekoppelten Rahmensystem werden die Windkräfte aller Gebäude sowie die auf die Kamine wirkenden Windkräfte aufgenommen.


Abb. 7. Ansicht der Stockwerkrahmen des Kesselhauses.

Im einzelnen ist die Verteilung der Windkräfte in dieser Richtung wie folgt vorgenommen:

Die Windkräfte W_K und W_D auf die beiden Kamine und den erhöhten Dachteil verteilen sich mit Hilfe der Dachunterzüge U in den Zwischenschiffen zu je ein Drittel auf die drei Rahmenschiffe, desgleichen der auf den oberen Rahmenteil wirkende Anteil des Wandwindes W_W. Der Wandwind auf den unteren Rahmenteil wird nur insoweit auf die Rahmen des Mittelschiffes weitergeleitet, als es die Reibung des lose aufliegenden Koppelträgers K gestattet. Die nicht weitergeleiteten Windkräfte werden vom Rahmen AB aufgenommen.

Der Schrägzug H_s der 120-t-Krane der Turbinenhalle wird ganz vom Rahmensystem EF aufgenommen.

Die über das Kesselhaus hinausragenden Teile des Maschinenhauses haben einen besonderen Horizontalverband in der Ebene des Binderuntergurtes, der die Windkräfte einerseits auf die Giebelwände des Maschinenhauses und anderseits auf die Rahmenreihen 1 und 2 bzw. auf Rahmenreihe 10 überträgt.

In der Längsrichtung sind für die Windaufnahme in jeder Stützenreihe des Kesselhauses die 10-m-Felder als Rahmenkonstruktion ausgeführt, die untereinander durch Koppelträger in den 3-m-Feldern verbunden sind. Es ist dabei angenommen, daß alle in einer Reihe liegenden Rahmen gleichmäßig an der Windaufnahme teilnehmen.

Die Windkraft selbst ist mit 200 kg/m² senkrecht getroffene Fläche in Rechnung gestellt.

Die zulässigen Beanspruchungen sind wie folgt angenommen:

für Dachkonstruktionen, Bühnenträger und Unterzüge, für die der Wind eine untergeordnete Rolle spielt: $\sigma = 1000$ kg/cm²;

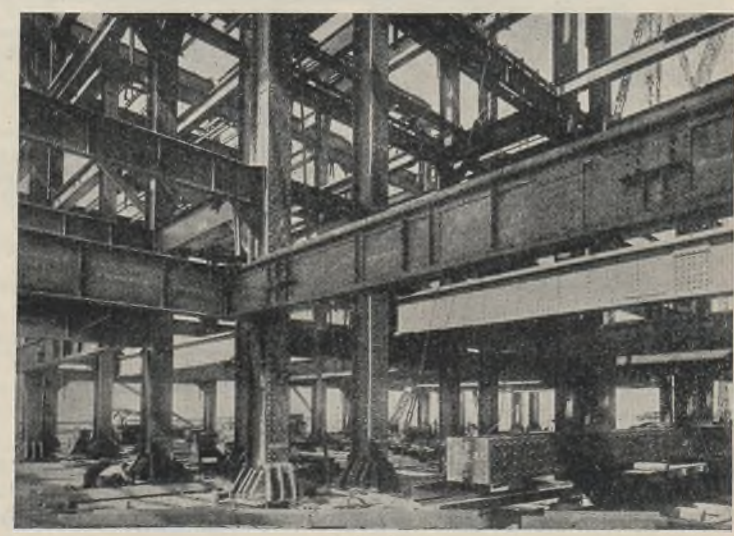
für Stützen beim Zusammenwirken aller ständigen und zufälligen Lasten (einschließlich Wind) in ungünstigster Stellung bei fünffacher Sicherheit nach Euler $\sigma = 1200$ kg/cm²;

für Riegel im Rahmensystem, die größere Windmomente zu übertragen haben, im ungünstigsten Falle $\sigma = 1200$ kg/cm²;

für Wandteile von Außenwänden, die nur der Windwirkung zu widerstehen haben, $\sigma = 1400$ kg/cm².

Für die Unterzüge der Verbrennungskammern und die Kesselträger wurde mit Rücksicht auf Erwärmung und in Anbetracht verhältnismäßig geringer Konstruktionshöhe die zulässige Beanspruchung mit $\sigma = 800$ kg/cm² angenommen;

für Ankerschrauben $\sigma = 800$ kg/cm².


Abb. 8.
Ansicht der unteren Rahmen des Kesselhauses.

Für die Fundamente ist die zulässige Pressung des Betons angenommen mit $\sigma_1 = 40$ kg/cm² für gleichmäßig verteilte Belastung $\left(\sigma_1 = \frac{P}{F}\right)$, $\sigma_2 = 50$ kg/cm² als größte Kantenpressung $\left(\sigma_2 = \frac{P}{F} + \frac{M}{W}\right)$.

Die Stützen, welche bis zu max. 686 t Vertikalkräfte in die Fundamente zu übertragen haben, wurden ebenso wie die horizontalen Rahmenriegel in der Querrichtung (s. Abb. 3) als Kastenquerschnitte ausgebildet, um eine stabile, nach allen Seiten steife Rahmenkonstruktion zu schaffen. Für die horizontalen Rahmenriegel in der Längsrichtung (s. Abb. 4) wurde der I-Querschnitt gewählt. Nur in den Reihen *A*, *B*, *E* und *F* zwischen den Feldern 4 bis 5 und 6 bis 7 wurden diejenigen Rahmenriegel in der Längsrichtung ebenfalls als Kastenträger ausgeführt, auf denen die Kaminrahmen gelagert und verankert sind.

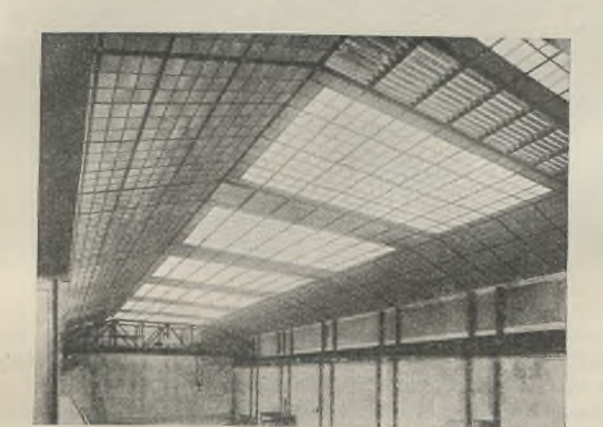


Abb. 9. Innenansicht des Maschinenhauses.

Die Durchführung der Rahmen mit Kastenquerschnitt bildete keine besonderen Schwierigkeiten für Werkstätte und Montage, da die Stoßdeckung eine einfache Lösung fand. Die Rahmenecken wurden geradlinig ausgebildet und dadurch, wie die Abb. 6, 7 u. 8 zeigen, eine gefällige Wirkung erzielt.

Zur Übertragung der bedeutenden Stützdrücke wurde der Ausbildung der Stützenfüße besondere Sorgfalt gewidmet.

Die Kessel und Überhitzer sind an den Querträgern der Felder *BC* und *DE* zwischen den Hauptrahmen an den Zwischenriegeln des zweiten Obergeschosses aufgehängt. Die Belastung der Träger *BC* beträgt 96 t, die der Träger *DE* 200 t, auch diese sind als Kastenträger ausgebildet.

In Höhe + 33750 sind die 54 m hohen Kamine von etwa 6400 mm Durchmesser gelagert. Die auf diese Kamine wirkende Windkraft von je 57 t ist durch die aus Abb. 11 ersichtlichen Kaminrahmen aufzunehmen und von der Rahmenkonstruktion des Kesselhauses in die Fundamente zu leiten. Kräftige Horizontalaussteifungen in der Dachebene übertragen die Kräfte auf ein größeres Rahmenfeld, um Überbelastungen der dem Kaminaufsatz naheliegenden Rahmen zu vermeiden.

Besondere Sorgfalt erforderte die Ausführung der Verankerung der Kamine mit den Kaminträgern einerseits und der Kaminträger anderseits mit der Rahmenkonstruktion, da in der Gegend von Buenos-Aires sehr stark mit den heftigen Stürmen — dem gefürchteten Pampero — gerechnet werden mußte, die zuweilen die eingesetzte Windkraft von 200 kg/m² überschreiten dürften.

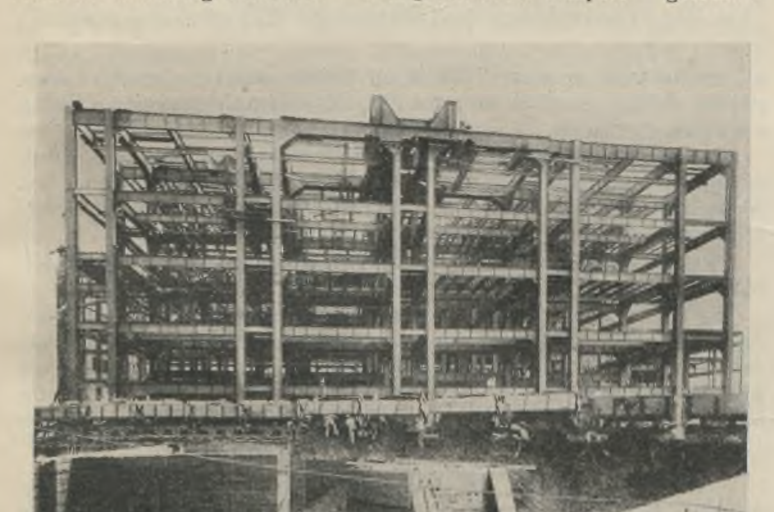


Abb. 11.
Längsansicht des Kesselhauses vor der Ausmauerung.

Die Kaminhauptträger, welche als Kastenträger von 2340 mm Höhe ausgeführt sind, wurden durch 8 Ankerschrauben von je 4 1/2″ an die Rahmen des Kesselhauses angeschlossen, die Verbindung zwischen Kaminrahmen und dem Kamin selbst erfolgte durch 8 Ankerschrauben von 5 1/2″.

Die überbaute Grundfläche des Kesselhauses mißt bei einer Breite von rd. 53 m und einer Länge von rd. 57 m rd. 3021 m².

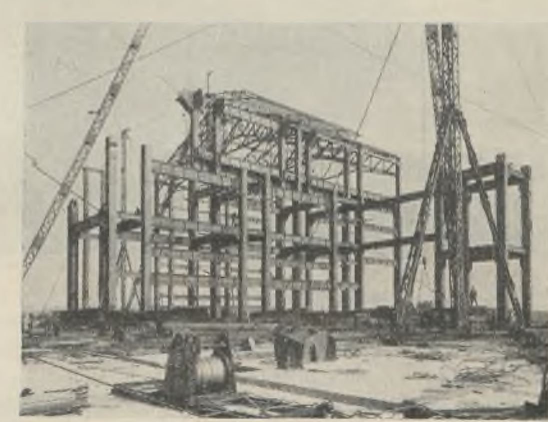


Abb. 10. Montagezustand.

Im Mittelschiff beträgt die größte Höhe vom Kesselhausflur aus gemessen rd. 33,5 m ausschließlich der Wasserbehälter, in den Seitenschiffen 27 m. Es wurde für das Kesselhaus ein Gesamtgewicht von rd. 4000 t Konstruktionen geliefert, so daß auf 1 m² Grundfläche 1324 kg entfallen.

Der Gesamtinhalt des Kesselhauses beträgt rd. 83100 m³. Mithin entfällt auf 1 m³ Kesselhaus ein Gewicht von 48,1 kg.

B. Die Maschinenhalle.

Aus Abb. 2 u. 5 ist die allgemeine Anordnung dieser Halle zu ersehen. Die Gesamtlänge beträgt 104 m, die Binderspannweite 36,8 m und die Höhe von Unterkante Stützenfuß bis First des Dachreiters 37 m.

In der Maschinenhalle laufen zwei Laufkrane von je 120 t Nutzlast und 35 m Spannweite. Die Kranschienenoberkante liegt 19,65 m über dem Stützenfuß.

Die Ausführung der Stützen ist ähnlich wie im Kesselhaus, und diese sind paarweise zu einem Rahmenfeld von 10,058 m Breite zusammengeschlossen, und der zwischenliegende Teil von 2,942 m bildet ein Einhängefeld.

Die Fachwerkbinder sind in den 2,942 m-Feldern durch kräftige Verbände zu einem sehr steifen Raumfachwerk vereinigt.

Wichtig war der Auftraggeberin die Belichtung der Maschinenhallen; der mittlere Binder-Aufsatz wurde daher vollständig von außen verglast, außerdem wurde in dem horizontalen Teil des Binderuntergurtes eine Staubdecke durch weißes und gelbes einseitig mattiertes Drahtglas gebildet. Abb. 9 zeigt diese Decke, welche ebenso wie die doppelten Jalousien der Vertikalwände des Dachaufsatzes durch die Glasdachfirma Claus Meyn in Frankfurt ausgeführt wurden. Die Ausführung der kittlosen Oberlichtverglasungen für Maschinenhaus, Kesselhaus und Schalthäuser lag in den Händen der Firma Franz Zimmermann, Stuttgart.

Das Gewicht der Stahlkonstruktion für das Maschinenhaus betrug etwa 2200 t, das ist bezogen auf etwa 3900 m² Grundriß etwa 564 kg/cm².

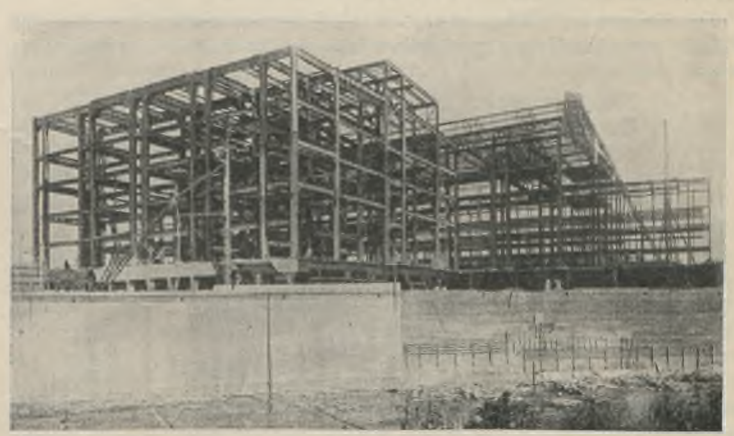


Abb. 12.
Der Stahlskelettbau kurz vor der Vollendung.



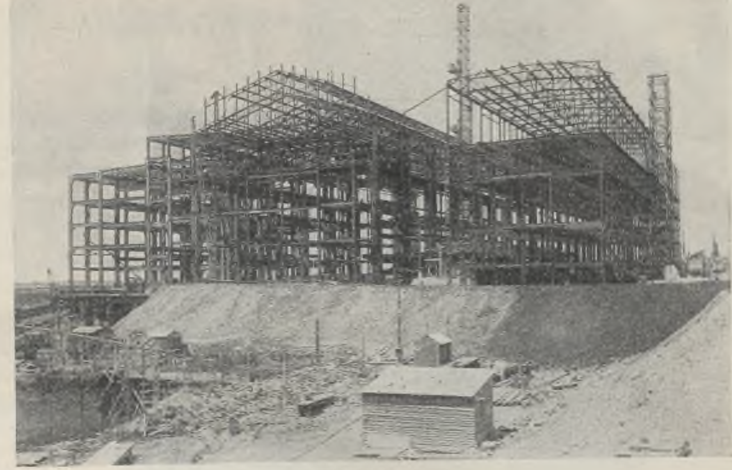


Abb. 13. Montagezustände. Abb. 14.

Die Konstruktion wurde, wie eingangs erwähnt, durch die Gutehoffnungshütte, Sterkrade fob Antwerpen geliefert.

Die Abb. 10 bis 14 zeigen nun die Konstruktion des vorbeschriebenen Kessel- und Maschinenhauses in den verschiedenen Zeitpunkten ihrer Ausführung und geben einen Überblick über den Umfang der Lieferung und deren gewaltigen Abmessungen.

Die übrigen Anbauten für die Schalthäuser, welche auf Abb. 13 links vom Maschinenhaus ersichtlich sind, bieten nichts Bemerkenswertes in der Konstruktion. Zu erwähnen wäre noch die Kohlen-Mahlanlage, dargestellt auf Abb. 15, welche fünf Rohkohlenbunker von je 200 t und zwei Staubkohlenbunker von je 60 t Inhalt aufzunehmen hat.

und Material auf dem Schiffswege wiederholt empfindliche Störungen eingetreten sind, so ist die Bauzeit als sehr kurz zu bezeichnen.

Insbesondere die Montage wurde trotz der schwierigen Arbeitsverhältnisse von der Talleres Metallurgicos San Martin-Buenos Aires in rascher und reibungsloser Arbeit und ohne ernstlichen Unfall erledigt.

Die verschiedenen Bilder der Ausführungen zeigen die zur Anwendung gelangten vier großen Stahl-Gittermaste, die die rasche Durchführung der Arbeiten ermöglichten.

Es bedarf am Schlusse noch einer besonderen Würdigung, daß die Bestellerin der architektonischen Ausstattung besondere Sorgfalt widmete,

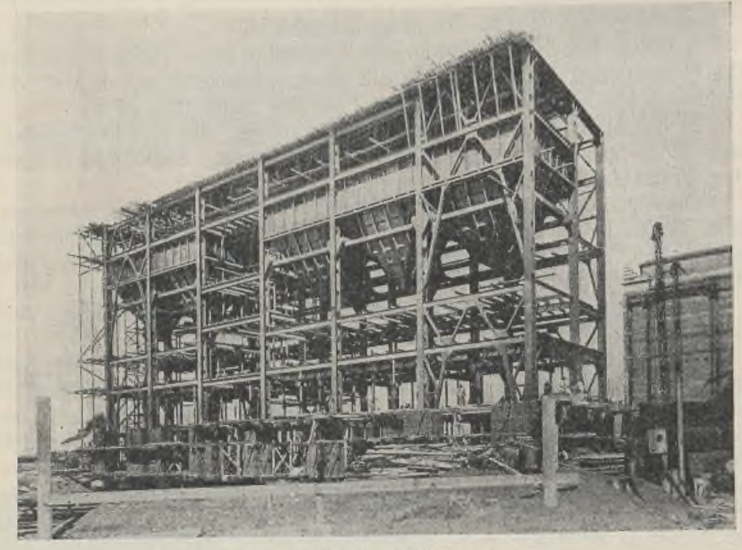


Abb. 15. Kohlen-Mahlanlage.

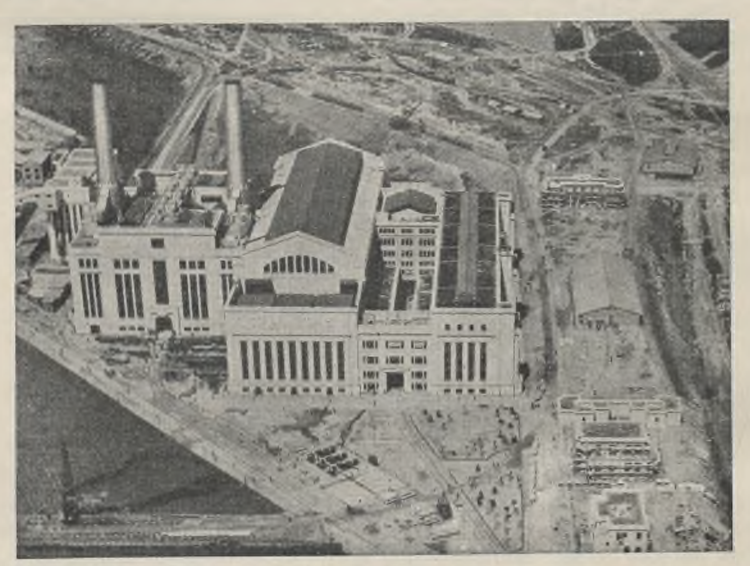


Abb. 16. Fliegeraufnahme der Gesamtanlage des Kraftwerkes Chade.

Nicht unerwähnt soll die Ausbildung der provisorischen Giebelwände bleiben, deren Ausführung aus Abb. 13 zu ersehen ist,

Es dürfte nun interessieren, wie sich die einzelnen Gewichte der Gebäude zu dem Gesamtgewicht stellen. Diese Angaben seien nachstehend gegeben:

1. Maschinenhaus	2 200 t
2. Kesselhaus	4 000 t
3. Schalthäuser	1 900 t
4. Kohlen-Mahlanlage	800 t
5. Werkstätte und Nebenanlagen	1 100 t
	10 000 t

Die Abwicklung der Arbeiten in Büro, Werkstätte und Montage an Ort und Stelle erforderte vom Tage der Bestellung bis zum Tage der Bereitstellung für die Abnahme des fertigen Bauwerkes

für das Maschinenhaus 14 Monate

für das Kesselhaus und die Schalthäuser 15 Monate.

Ausgeschlossen davon war die Mahlanlage, welche auf Wunsch der Bestellerin zeitweise zurückgestellt wurde.

Zieht man in Rechnung, daß der Transportweg von Europa nach Argentinien ziemlich zeitraubend ist und durch Verlust von Zeichnungen

da das Bauwerk an einer Stelle liegt, welche nicht nur bei der Hafeneinfahrt sichtbar, sondern auch von der Regierung als bevorzugtes Wohnviertel ausersehen ist.

Die Stahlkonstruktion ist nur im Kesselhaus im Inneren sichtbar, dagegen in den anderen Gebäuden erfüllt sie den Zweck als Skelettbau. Im Maschinenhaus erscheinen nur die Hauptstützen und Kranbahnen; die Wände und die Decke sind verkleidet.

Welch imposantes Bild die Gesamtanlage bietet, ist aus der Fliegeraufnahme Abb. 16 zu erkennen.

So ist denn ein Stahlbauwerk entstanden durch das Zusammenarbeiten der Ingenieure verschiedener Nationen und zweier Weltteile und wieder der Beweis erbracht, daß der Stahlskelettbau sich durch seine Anpassungs- und Veränderungsfähigkeit wie keine andere Bauweise eignet, Bauwerke zu schaffen, an die die höchsten Anforderungen vom Standpunkte der Technik sowie auch der Ästhetik gestellt werden können.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang | BERLIN, 13. Dezember 1929 | Heft 25

Über die Verteilung einer Kraft auf die einzelnen Niete einer Nietreihe.

Alle Rechte vorbehalten.

Von A. Hertwig und H. Petermann.

(Mitteilungen aus der Versuchsanstalt für Statik an der Technischen Hochschule Charlottenburg.)

Schon vor einer Reihe von Jahren hat der erste der Verfasser Versuche mit einschnittigen Nietverbindungen gemacht, deren Ergebnisse nicht veröffentlicht wurden. Die Belastung der Niete wurde durch Spiegelablesungen gemessen, indem die Winkel zwischen Spiegeln, die auf den Nietköpfen befestigt waren, und Spiegeln, die zu beiden Seiten jedes Kopfes auf dem Blech angebracht waren, vor und nach der Belastung bestimmt wurden. Über das Verfahren ist im „Bauingenieur" 1922, S. 170, berichtet worden. Bei zweischnittigen Nietverbindungen hat es Herr Schachenmeier anwenden wollen, aber keine brauchbaren Ergebnisse erzielt. Wir haben daher die Versuche jetzt wieder aufgenommen. Sie sollen zeigen, wie sich in einer zweischnittigen Laschenverbindung die Kraft P auf die Niete verteilt.

Zunächst wurden die Ergebnisse der Messung an Nieten sehr unregelmäßig. Die Ursache vermuteten wir in der ungleichmäßigen Form und Lage der Nietköpfe, namentlich der Schließköpfe. Wir benutzten daher bei den weiteren Versuchen sauber eingepaßte Bolzen. Die Spiegelablesung wurde gegen die oben angegebene auch geändert, indem die Verdrehung zweier Spiegel auf den beiden Bolzenenden gemessen wurde. Wie die folgenden Ergebnisse zeigen, ist die Meßgenauigkeit recht befriedigend. Die Versuche wurden durch die Versuchsanstalt für Statik auf einer liegenden 100-t-Werdermaschine ausgeführt[1]).

Der zweite der obengenannten Verfasser hat im Anschluß an die Messungen versucht, unter vereinfachenden Annahmen geschlossene Formeln für die Kraftverteilung in der Nietreihe einer Laschenverbindung abzuleiten[2]). Wie die Zusammenstellung der Meß- und Rechnungsergebnisse zeigt, ist die Übereinstimmung befriedigend.

I. Die Versuche.

A. Die Versuchsstäbe.

Die Versuche erstreckten sich auf die Prüfung der in Abb. 1 dargestellten Versuchsstäbe. Die Nummer jedes Stabes entspricht der Zahl der Niete auf einer Seite des Stoßes.

Nach den Ergebnissen der ersten Versuche mit den Stäben 1 bis 3 wurde auf die Prüfung weiterer Stäbe mit Nieten beiderseits des Stoßes verzichtet; es wurden aus den oben bereits angedeuteten Gründen bei den folgenden Versuchen bei Stab I auf beiden Seiten, bei den Stäben II bis VIII auf einer Seite des Stoßes statt der Niete zylindrische Bolzen angeordnet, die an den überstehenden Enden schwach konisch ausgebildet waren, um sie besser einziehen zu können. Sie wurden auf einen Durchmesser, der um einige Hundertstelmillimeter größer war als der Lochdurchmesser, genau geschliffen und in die sauber aufgeriebenen Löcher mit einer Kraft von 1 bis 2 t hineingedrückt.

Zur Unterscheidung wurden die Stäbe mit Nieten beiderseits des Stoßes mit arabischen, die mit Bolzen mit römischen Ziffern bezeichnet. Da in der Regel Parallelversuche gemacht wurden, wurden die Stäbe gleicher Ausbildung noch durch Zusatz von Buchstaben unterschieden.

Geprüft wurden von der ersteren Art die Stäbe 1a, 1b, 2a, 2b und 3a, von der letzteren die Stäbe Ia, Ib, IIa, IIb, IIIa, IIIb, IVa, IVb, IVc, VIa und VIIIa. Die Niete hatten 20 mm Durchmesser, die Bolzen erhielten je nach dem mehr oder weniger guten Passen der Löcher Durchmesser von 20 bis 21 mm.

Für alle Stäbe (Abb. 1) ist das Verhältnis μ des Laschenquerschnitts F_L zum Stabquerschnitt F gleich 1 : 2. Dieses Verhältnis ist von erheblichem Einfluß auf die Verteilung der Kraft auf die einzelnen Niete bzw. Bolzen, so daß auch Stäbe mit anderem μ später noch untersucht werden sollen. Mit Rücksicht darauf wird die zunächst untersuchte Reihe mit $\mu = 1:2$ als „Reihe 1" bezeichnet.

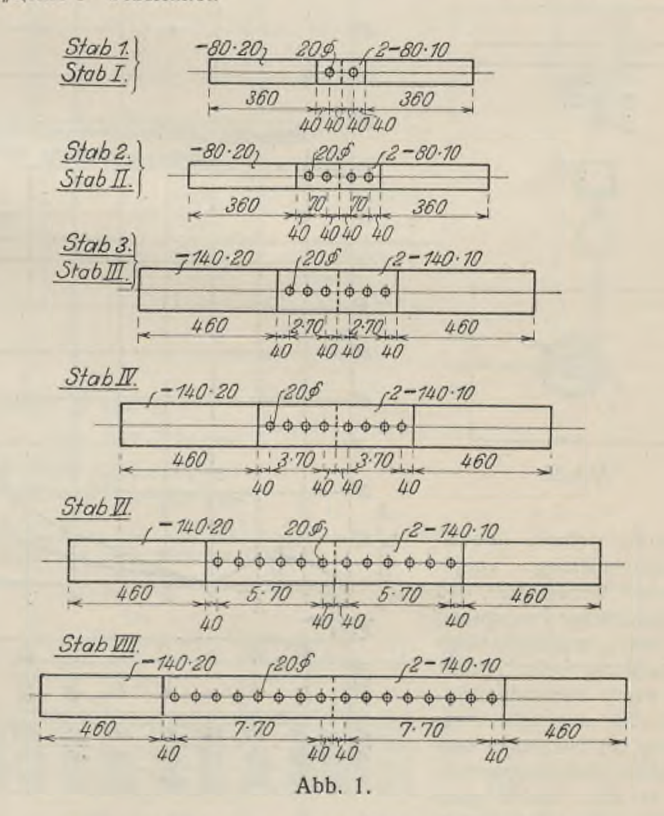


Abb. 1.

B. Meßverfahren und Versuchsausführung.

Solange die Spannungen unterhalb der P-Grenze liegen, sind die Formänderungen der gleichartig gestützten und belasteten Niete den auf sie entfallenden Kraftanteilen als proportional anzunehmen. Es wurde deshalb zur Bestimmung dieser Kraftanteile ein von dem erstgenannten Verfasser bereits früher angewendetes Verfahren benutzt: es wurden die Verdrehungen der Nietköpfe gemessen, und zwar hier die gegenseitigen Verdrehungen der Köpfe desselben Niets bzw. Bolzens.

Zur Messung dieser gegenseitigen Verdrehungen wurden mit den Nietköpfen Spiegel verbunden, die wie bei den bekannten Martensschen Spiegelapparaten zur Ermöglichung genauer Einstellung um zwei Achsen drehbar waren. Dazu wurden die Nietköpfe mit kleinen zentrischen Bohrungen versehen, in die ein Gewinde eingeschnitten wurde, so daß ein kleiner Messingkörper am Nietkopf befestigt werden konnte. Dieser Messingkörper erhielt eine zweite zylindrische Bohrung, in der mit Druckschraube ein Stahlstäbchen festgeklemmt wurde, das am freien Ende den Spiegel trug (s. Abb. 2). Der Spiegel war also gezwungen, die Drehung des Nietkopfes mitzumachen, die in bekannter Weise mittels Fernrohr und Skala gemessen wurde.

---

[1]) Die Maschine steht im Festigkeitslaboratorium des Herrn Geheimrat Professor Dr. Eugen Meyer, dem wir auch an dieser Stelle bestens dafür danken, daß er sie uns zeitweise zur Verfügung stellte.

[2]) Theoretische Untersuchungen dieses Problems von Prof. Dr. Fillunger (Wien) unter der Überschrift „Über die Festigkeit von Löt-, Leim- und Nietverbindungen" in der Österreichischen Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1919, Heft 7/8, und von Dr.-Ing. Bleich in seinem Werke „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken" kommen zu ähnlichen Ergebnissen. Ebenso ein Versuch von Dr.-Ing. Findeisen, über den er im Heft 229 der Forsch. Arb. des V. D. I. berichtet.

Außer den Winkeln, um die sich die Nietköpfe gegeneinander drehen, wurden bei einigen Versuchen auch die Verschiebungen der Laschen gegen den Stab oder die Zunahme der Stoßfugenbreite an kleinen Skalen gemessen, die in Zehntelmillimeter geteilt waren und mit Hilfe von Lupen abgelesen wurden.

Um zu verhindern, daß bei beginnender Biegung der Bolzen die Laschen nach außen abglitten, wurden zwischen den Bolzen und außerhalb der äußersten Bolzen Flacheisenschellen angebracht, deren Schraubenmuttern nur leicht angezogen wurden (Abb. 10 u. 11).

C. Die Versuchsergebnisse.

Die Versuche mit den Stäben 1 und 2, bei denen eine gleichmäßige Verteilung der Kraft auf alle Niete zu erwarten war, sollten dem Zweck dienen, festzustellen, ob bei gleichmäßiger Kraftverteilung auch gleiche Verdrehungen auftreten, ob also aus der Messung der Verdrehungen der Köpfe ein sicherer Schluß auf die Kraftverteilung möglich ist. Es war nämlich die Befürchtung nicht von der Hand zu weisen, obwohl Maschinennietung vorgeschrieben worden war, daß ungleichmäßige Erwärmung der Niete, ungleichmäßige Kraftwirkung beim Nieten und damit zusammenhängend eine ungleiche Ausfüllung der Nietlöcher und ungleiche Anfangsspannungen in den Nieten auch ungleiche Formänderungen unter gleicher Belastung bzw. bei zwei Nieten auch ungleiche Kraftverteilung zur Folge haben könnten.

Abb. 2.

Niete 20 Ø

Drehwinkel: Die Ordinateneinheit ist ein Winkel von der Größe $1 \cdot 10^{-5}$

P in t	0,5	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
φ_1		5,6	5,6	0	2,2	3,4	6,6	9,1	11,4	11,4	17	55,7	117	189,7	232,9	284	318	732,7	
φ_1'		0	1,5	0	3,0	7,6	10,6	16,7	25,8	34,8	53	74,2	99,9	140,8	186,3	378,8	1004,4	1587,7	
σ	42	83	167	250	333	417	500	583	667	750	830	917	1000	1083	1167	1250	1333	1417	kg/cm²
σ_s	80	159	319	478	637	796	955	1115	1274	1433	1592	1752	1911	2070	2229	2389	2548	2707	"
σ_l	125	250	500	750	1000	1250	1500	1750	2000	2250	2500	2750	3000	3250	3500	3750	4000	4250	"

Abb. 3.

Diese Befürchtung ist durch die Versuche mit den Stäben 1 a und 1 b und 2a und 2b tatsächlich bestätigt worden. Bei den Stäben 1a und 1b, bei denen die beiden Niete beiderseits des Stoßes zweifellos die gleiche Last aufzunehmen haben, sind ungleiche Winkeldrehungen gemessen worden (Abb. 3), was auf ungleiches Schlagen der Niete zurückzuführen ist, und ebenso bei den Stäben 2a und 2b für die beiden Niete auf einer Seite des Stoßes, was durch dieselbe Ursache und durch ungleiches Ausfüllen der Nietlöcher zu erklären ist. Daß auch hier eine gleichmäßige Verteilung zu erwarten war, ist durch die Versuche mit den Stäben IIa und IIb und die Rechnung bestätigt worden. Ferner waren die gemessenen Winkeldrehungen so klein, daß schon die unvermeidlichen Meßfehler zu erheblichen Differenzen führen konnten. Das erklärt sich dadurch, daß bei der Ausbildung der Stäbe mit Doppellaschen die Niete wie beiderseits eingespannte Stäbe wirken, deren Einspannenden, die Nietköpfe, sich, wenn sie gut anliegen, nur sehr wenig drehen.

Um diesen Übelständen abzuhelfen, wurden für die weiteren Versuche, wie bereits oben erwähnt, die Niete auf der einen Seite des Stoßes durch zylindrische Bolzen ersetzt, auf deren saubere Bearbeitung zur Erreichung eines gleichmäßigen Sitzes große Sorgfalt verwandt wurde.

In Abb. 4 sind die Ergebnisse der Versuche mit den Stäben Ia und Ib dargestellt. Als Ordinaten sind die Winkel der gegenseitigen Verdrehung der Bolzenköpfe aufgetragen, die Einheit ist ein Winkel von der Größe $2 \cdot 10^{-5}$. Als Abszissen sind angegeben die Stabbelastung P, die Normalspannung σ in Stab und Laschen, die Scherspannung σ_s und die Leibungsspannung σ_l der Bolzen. Die Kurven weichen wenig von der Geraden ab, die Beziehung zwischen Last und Verdrehungswinkel ist annähernd linear.

In Abb. 5 sind die Ergebnisse der Versuche mit den Stäben IIa und IIb dargestellt. Die Ordinateneinheit ist dieselbe. Hier sind die Kurven etwas gekrümmt, was wohl daher rühren mag, daß nicht genügend Schellen angebracht waren.

Aus beiden Abbildungen geht hervor, daß die Drehwinkel der entsprechenden Bolzen mit ausreichender Genauigkeit übereinstimmen, so daß es zulässig erscheint, bei den weiteren Versuchen aus den Drehwinkeln der Bolzenköpfe auf die Kraftverteilung zu schließen.

Auch bei den weiteren Stäben IIIa bis IVb waren nicht in allen Teilungen Schellen angebracht, so daß nur bei IVb die Übereinstimmung mit der Rechnung im mittleren Belastungsbereich befriedigend war. Es wurde daher am Schluß noch ein Ergänzungsversuch mit Stab IVc gemacht, bei dem ferner zum ersten Male die Laschen auf der genieteten Seite durch je eine im Lichtbogen geschweißte Quernaht mit dem Stabe verbunden waren. Diese Nähte wurden angebracht, um den störenden Stoß zu vermeiden, der jedesmal auftrat, wenn der Gleitwiderstand der auf dieser Seite des Stabstoßes sitzenden Niete überwunden wurde. Bei diesem Versuche wurden auch die bleibenden Formänderungen der Bolzen nach jedesmaliger Entlastung gemessen, während sonst nur die Gesamtformänderungen gemessen wurden, da es ja nur darauf ankam, das Verhältnis der einzelnen Bolzendrehwinkel zueinander festzustellen. Die Ergebnisse von IVb und IVc sind in den Abb. 6 u. 7 dargestellt.

Die Ergebnisse der Messungen an Stab VIa und VIIIa sind in den Abb. 8 u. 9 dargestellt.

Ferner sind in den Tafeln 1 bis 4 für die Stäbe IVb, IVc, VIa und VIIIa die Drehwinkel φ der einzelnen Niete bei den verschiedenen Laststufen eingetragen in den gemessenen Einheiten und in Prozenten der Summe der Drehwinkel, welchen Zahlen am Schluß die rechnungsmäßig festgestellten Sollwerte (Abschnitt II, Tafel 5) gegenübergestellt sind.

Es wurden nicht sämtliche Stäbe bis zum Bruch belastet. Abb. 10 zeigt Stab IVc vor dem Versuch, die Abb. 11 bis 18 zeigen die Stäbe IVc, VIa und VIIIa nach dem Versuch nach einer Belastung bis 72, 90 und 88 t.

Aus diesen Abbildungen und zum Teil auch aus den Kurven geht hervor, daß mit zunehmender Formänderung der Bolzen gegenüber denen von Stab und Laschen ein Ausgleich einzutreten scheint; der Zustand

Tafel 1. Stab IVb. 4 Bolzen von 21 mm ∅.

Nutzbarer Stabquerschnitt $F_n = (14,0 - 2,1)\,2,0 = 23,8$ cm²

Nutzbarer Laschenquerschnitt $2\,F_{Ln} = 2\,(14,0 - 2,1)\,1,0 = 23,8$ cm²

Abscherfläche $F_s = 4 \cdot 2 \cdot 3,46 = 27,7$ cm²

Lochleibungsfläche $F_l = 4 \cdot 2,1\;2,0 = 16,8$ cm².

P t	σ kg/cm²	σ_Δ kg/cm²	σ_l kg/cm²	φ_1 $5 \cdot 10^{-5}$	φ_1 %	φ_2 $5 \cdot 10^{-5}$	φ_2 %	φ_3 $5 \cdot 10^{-5}$	φ_3 %	φ_4 $5 \cdot 10^{-5}$	φ_4 %	$\Sigma\varphi$	Δa*) mm 10^{-1}
2	84	72	119	0		0		0		0			0
6	252	216	357	3	24,0	1	8,0	2	16,0	6,5	52,0	12,5	— 1
10	420	361	595	6	21,4	4	14,3	5	17,9	13	46,5	28	0
14	588	506	843	16	30,2	7	13,2	10	18,9	20	37,7	53	0
18	756	650	1070	23	29,1	12	15,2	16	20,3	28	35,4	79	0
22	925	795	1310	31	29,5	18	17,1	22	21,0	34	32,4	105	0
26	1091	939	1546	40	·29,4	26	19,1	29	21,3	41	30,2	136	+ 1
30	1260	1082	1785	49	29,0	35	20,7	35	20,7	50	29,6	169	+ 1
2	84	72	119	9	—	6	—	8	—	8	—	31	0
30	1260	1082	1785	50	29,4	34	20,2	36	21,2	50	29,4	170	+ 1
35	1470	1263	2080	61	28,8	46	21,7	45	21,2	60	28,3	212	+ 2
40	1680	1444	2380	75	28,2	60	22,6	58	21,8	73	27,4	266	+ 3
45	1890	1624	2680	90	27,3	76	23,0	76	23,0	88	26,7	330	+ 4
50	2100	1805	2975	109	26,1	105	25,2	105	25,2	98	23,5	417	+ 5
55	2310	1985	3275	129	22,7	157	27,6	171	30,1	111	19,5	568	+ 6
60	2520	2166	3570	164	19,6	228	27,3	268	32,0	176	21,1	836	+ 9
63	2645	2273	3750	201	17,6	302	26,4	374	32,7	267	23,3	1144	+ 10
66	2770	2380	3930										+ 13
69	2900	2490	4110										+ 17
72	3020	2600	4290										+ 23
74	3110	2670	4410										+ 27
76	3190	2740	4530										+ 39
78	3280	2820	4650										+ 54
79	3320	2850	4710										+ 64
80	3360	2890	4770										
→ 82	3440	2960	4880 →	Bruch durch Abscheren der Bolzen									+ 75
			Σ von 22 bis 45 t		201,6		144,2		150,2		204,0		
			hieraus Mittel		28,8		20,6		21,5		29,1		
			Sollwerte		29,1		20,9		20,9		29,1		

*) Δa ist die Zunahme der Stoßfugenbreite.

Tafel 2. Stab IVc. 4 Bolzen 20 mm ∅.

Nutzbarer Stabquerschnitt $F_n = (14 - 2)\,2 = 24$ cm²

Nutzbarer Laschenquerschnitt $2\,F_{Ln} = 2\,(14 - 2)\,1 = 24$ cm²

Abscherfläche $F_s = 2 \cdot 4 \cdot 3,14 = 25,1$ cm²

Lochleibungsfläche $F_l = 4 \cdot 2 \cdot 2 = 16,0$ cm².

Laschenenden auf der genieteten Seite mit Stab verschweißt.

P t	σ kg/cm²	σ_s kg/cm²	σ_l kg/cm²	φ_1 $5 \cdot 10^{-5}$	φ_1 %	φ_2 $5 \cdot 10^{-5}$	φ_2 %	φ_3 $5 \cdot 10^{-5}$	φ_3 %	φ_4 $5 \cdot 10^{-5}$	φ_4 %	$\Sigma\varphi$	Δa*) mm 10^{-2}
2	83	80	125	0		0		0		0			
6	250	239	375	4	28,6	2	14,3	3	21,4	5	35,7	14	0
10	417	398	625	12	27,3	7	15,9	8	18,2	17	38,6	44	0
14	583	558	875	19	26,0	14	19,2	15	20,6	25	34,2	73	0
18	750	717	1125	28	26,2	22	20,6	21	19,6	36	33,6	107	6
22	917	876	1375	38	26,6	30	21,0	29	20,3	46	32,2	143	7
26	1084	1035	1625	48	26,2	39	21,3	38	20,8	58	31,7	183	11
30	1250	1195	1875	59	26,7	48	21,7	46	20,8	68	30,8	221	13
35	1460	1394	2190	76	26,8	63	22,2	61	21,5	84	29,6	284	21
40	· 1667	1594	2500	96	26,9	80	22,4	76	21,3	105	29,4	357	21
45	1875	1793	2810	121	26,7	106	23,3	98	21,6	129	28,4	454	31
50	2082	1990	3130	161	26,5	148	24,4	129	21,3	169	27,8	607	33
55	2292	2190	3440	242	26,7	235	26,0	197	21,8	231	25,5	905	43
60	2500	2390	3750	561	24,6	647	28,3	604	26,5	470	20,6	2282	91
65	2710	2590	4070										141
68	2835	2710	4250										291
70	2920	2790	4380										481
Versuch abgebrochen bei:													
72	3000	2870	4500										591
			Σ von 22 bis 45 t		159,9		131,9		126,3		182,1		
			hieraus Mittel		26,7		22,0		21,05		30,35		
			Sollwert		29,1		20,9		20,9		29,1		

*) Δa ist die Zunahme der Stoßfugenbreite.

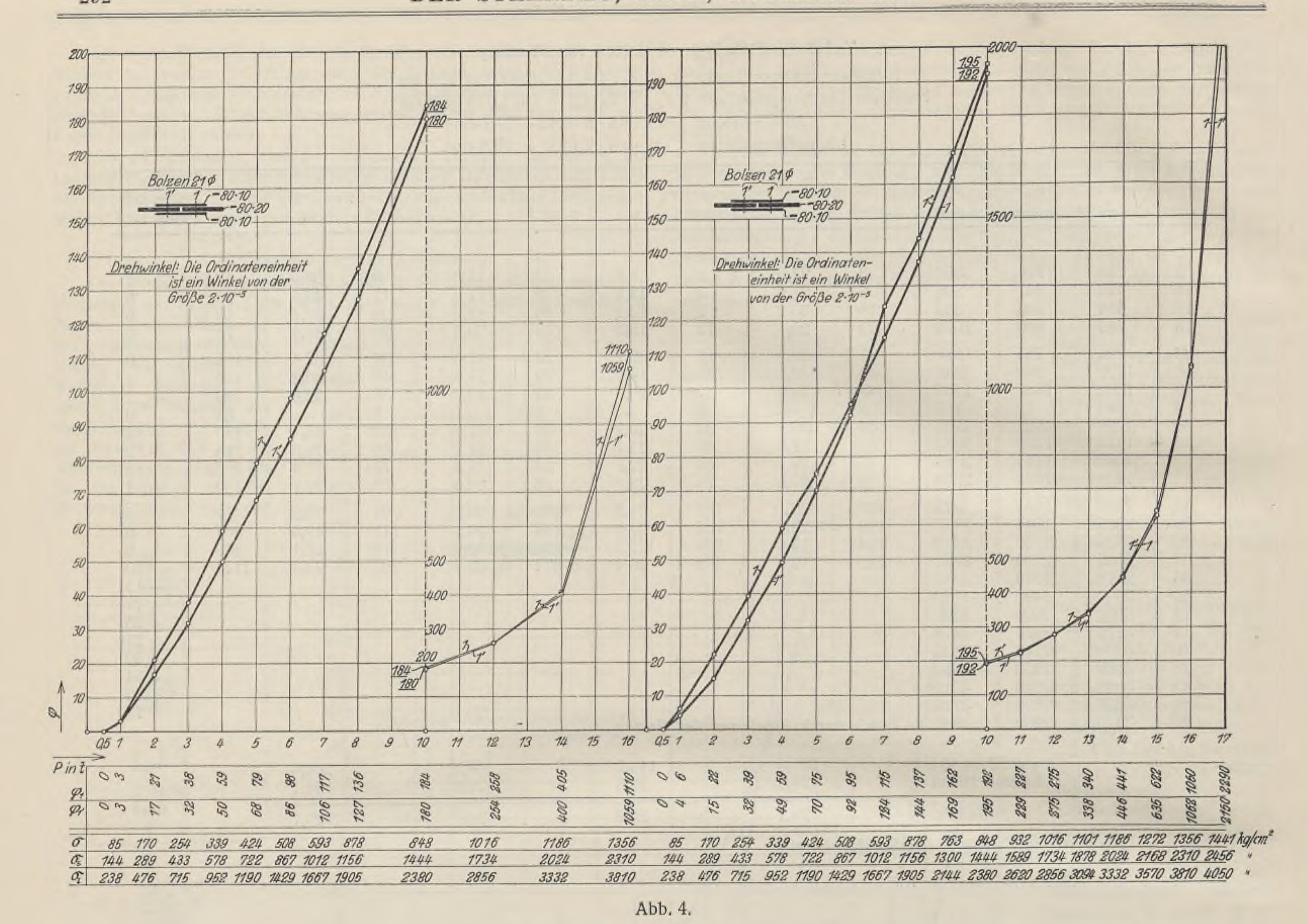


Abb. 4.

Tafel 3. Stab VIa. 6 Bolzen 20 mm ϕ.

Nutzbarer Stabquerschnitt $F_n = (14 - 2)\,2 = 24$ cm²
Nutzbarer Laschenquerschnitt $2\,F_{Ln} = (14 - 2)\,1 = 24$ cm²
Abscherfläche $F_s = 2 \cdot 6 \cdot 3{,}14 = 37{,}7$ cm²
Lochleibungsfläche $F_l = 6 \cdot 2 \cdot 2 = 24{,}0$ cm².

P t	σ kg/cm²	σ_s kg/cm²	σ_l kg/cm²	φ_1 $5\cdot10^{-5}$	φ_1 %	φ_2 $5\cdot10^{-5}$	φ_2 %	φ_3 $5\cdot10^{-5}$	φ_3 %	φ_4 $5\cdot10^{-5}$	φ_4 %	φ_5 $5\cdot10^{-5}$	φ_5 %	φ_6 $5\cdot10^{-5}$	φ_6 %	$\Sigma\varphi$	Δa mm 10^{-2}
2	83	53	83	0						0		0		0			
5	208	133	208	3	75	0		0		—1	—25	1	25	1	25	4	0
10	417	265	417	10	35,7	4	14,3	3	10,7	—1	3,6	4	14,3	8	28,6	28	0
15	625	398	625	18	30,5	10	16,9	4	6,8	2	3,4	7,5	13,6	17	28,8	58,5	0
20	833	531	833	25	29,1	16	18,6	8	9,3	4	4,7	12	13,9	21	24,4	86	0
25	1042	663	1042	35	28	22	18	10	8	9	7	18	15	30	24	124	0
30	1250	796	1250	45	26,5	29	17,1	16	9,4	13,5	8	26	15,3	40	23,6	169,5	0
35	1458	929	1458	51	24,2	36	17	21	10	19	9	35	16,6	49	23,2	211	0
37,5	1563	995	1563	56	24	40	17	24	10	23	10	38	16	56	24	237	0
40	1667	1062	1667	61	23,6	43	16,7	28	10,9	25	9,7	41	15,9	60	23,2	258	0
42,5	1771	1128	1771	67	23,4	47	16,4	31	10,8	28	9,8	47	16,4	66	23,1	286	0
45	1875	1194	1875														15
50	2083	1327	2083														20
55	2292	1459	2292														—
60	2500	1592	2500														27,5
65	2710	1725	2710														65
70	2920	1860	2920														130
75	3120	1990	3130														195
80	3340	2122	3340														287,5
84	3500	2230	3500														430
Versuch abgebrochen bei:																	
90	3750	2390	3750														
Σ von 25 bis 42,5 t					149,7		102,2		59,1		53,5		95,2		141,1		
hieraus Mittel					24,9		17,0		9,9		8,9		15,9		23,5		
Sollwerte					24,7		14,7		10,6		10,6		14,7		24,7		

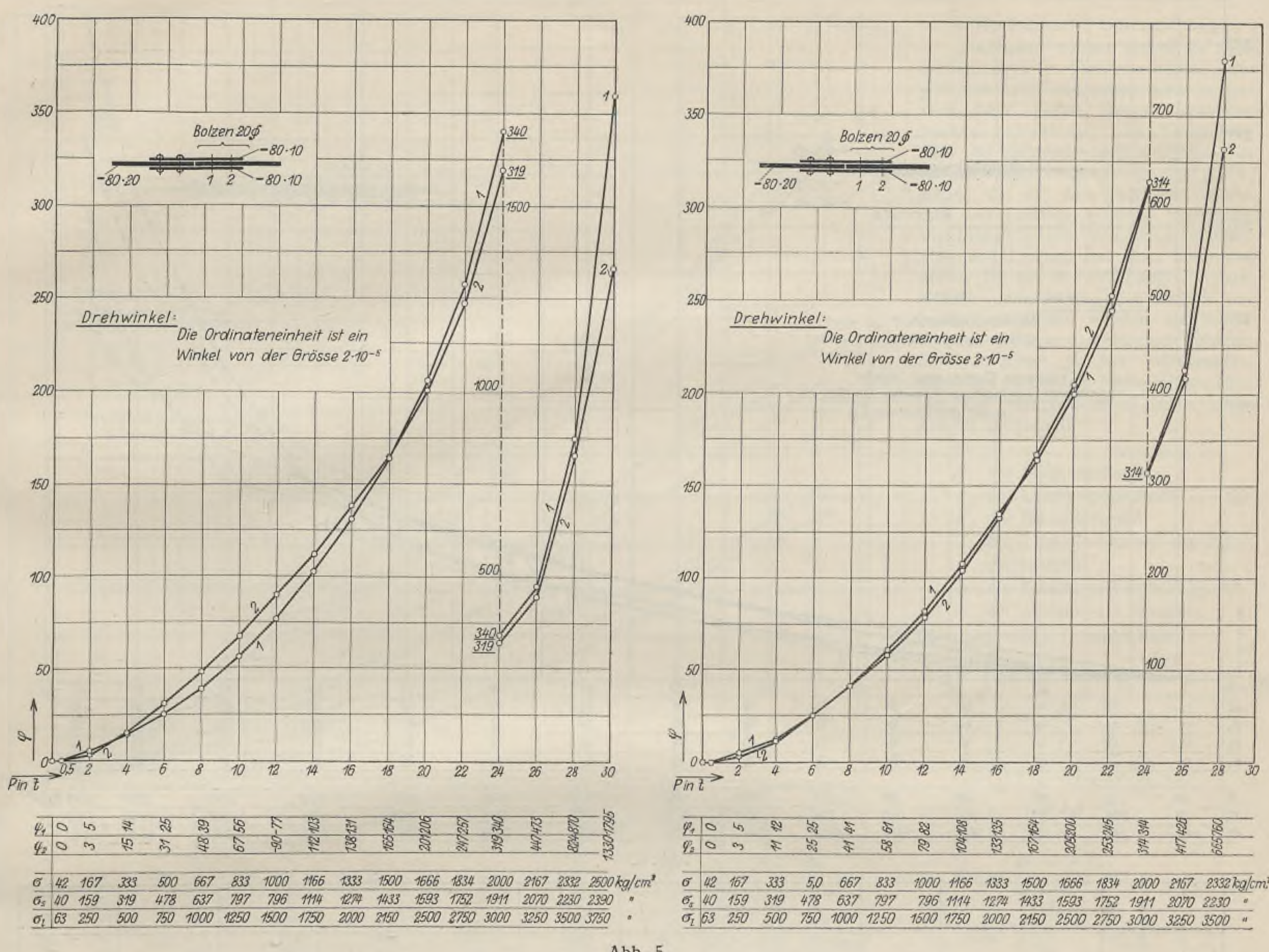


Abb. 5.

Tafel 4. Stab VIIIa. 8 Bolzen 20,5 mm ⌀.

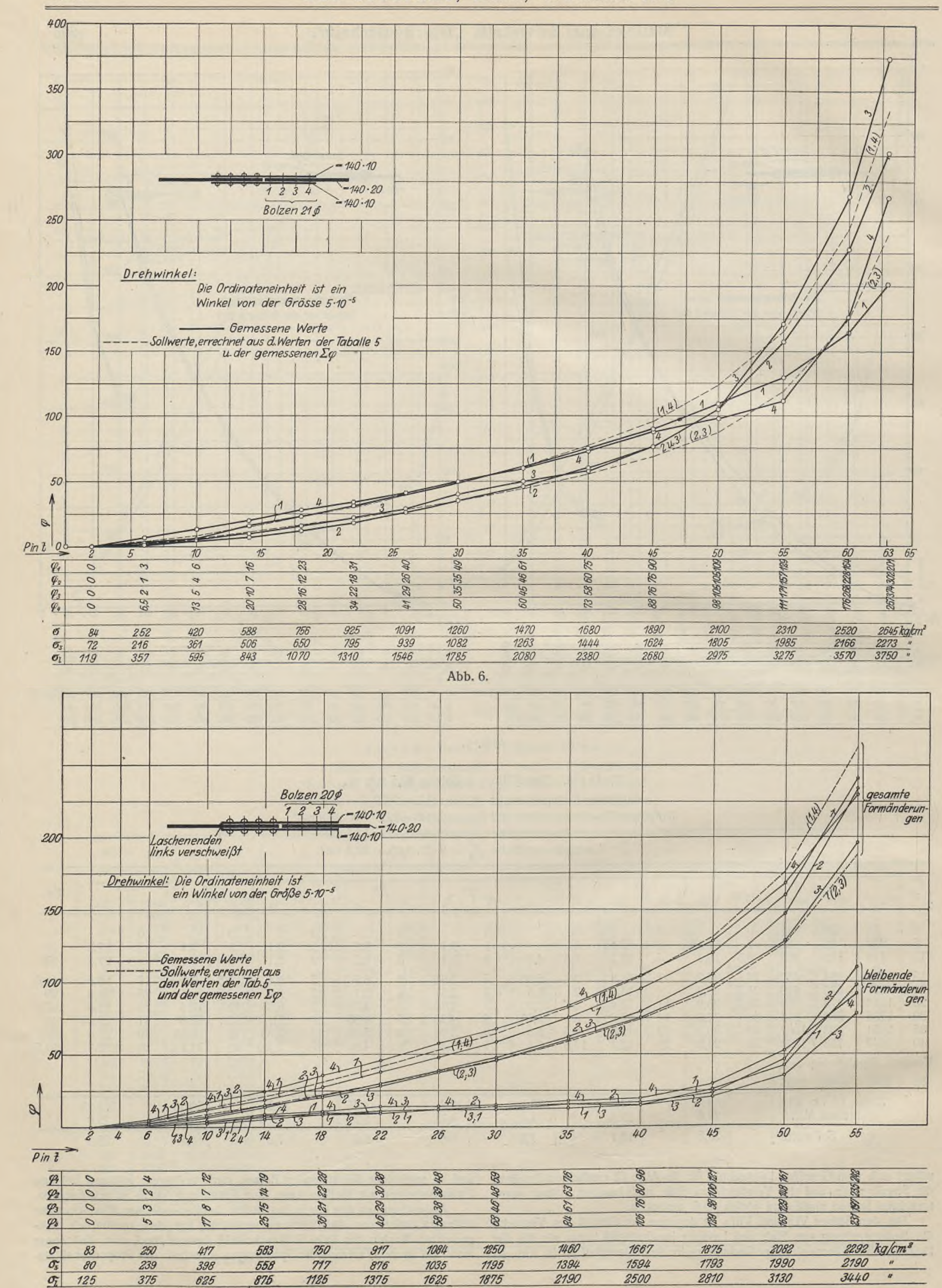
Nutzbarer Stabquerschnitt $F_n = (14 - 2{,}05)\,2 = 23{,}9$ cm²
Nutzbarer Laschenquerschnitt $2\,F_{Ln} = 2\,(14 - 2{,}05)\,1 = 23{,}9$ cm²
Abscherfläche $F_s = 2 \cdot 8 \cdot 3{,}30 = 52{,}8$ cm²
Lochleibungsfläche $F_l = 8 \cdot 2 \cdot 2{,}05 = 32{,}8$ cm².

P	σ	σ_s	σ_l	φ_1		φ_2		φ_3		φ_4		φ_5		φ_6		φ_7		φ_8		$\Sigma\varphi$
t	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	$5 \cdot 10^{-5}$	%	$5 \cdot 10^{-5}$	%	$5 \cdot 10^{-5}$	%	$5 \cdot 10^{-5}$	%	$5 \cdot 10^{-5}$	%	$5 \cdot 10^{-5}$	%	$5 \cdot 10^{-5}$	%	$5 \cdot 10^{-5}$	%	
2	84	38	61	0		0		0		0		0		0		0		0		
5	209	95	152	2	18,15	2	18,15	0		1	9,1	1	9,1	1	9,1	1	9,1	3	27,3	11
10	418	189	305	6,5	19,7	4	12,1	1,5	4,5	4	12,1	3	9,1	2	6,1	3	9,1	9	27,3	33
15	628	284	457	15	25,2	7	11,8	3	5,05	3	5,05	4	6,7	5	8,4	5,5	9,2	17	28,6	59,5
20	837	373	610	21,5	27,2	9	14,4	2	2,5	3	3,8	4	5,1	7	8,9	7,5	9,5	25	31,6	79
25	1046	473	762	30,5	28,9	11	10,4	3	2,9	5	4,75	5	4,75	7	6,6	11	10,4	33	31,3	105,5
30	1255	568	915	38	27,0	18	12,8	6	4,25	6	4,25	7	4,95	10	7,1	15	10,6	41	29,05	141
35	1464	663	1067	47	26,3	22	12,3	9,5	5,3	9	5,05	9	5,05	14	7,85	19	10,65	49	27,5	178,5
40	1673	758	1220	55	24,9	29	13,1	13,5	6,1	12	5,4	11	4,9	17	7,7	26	11,7	58	26,2	221,5
Versuch abgebrochen bei:																				
88	3685	1666	2685																	
Σ von 15 bis 40 t					159,5		74,8		26,1		28,3		31,45		46,55		62,05		174,25	
hieraus Mittel					26,6		12.5		4,4		4,7		5,24		7,76		10,3		29,0	
Sollwerte					23,5		13,1		7,8		5,6		5,6		7,8		13,1		25,5	

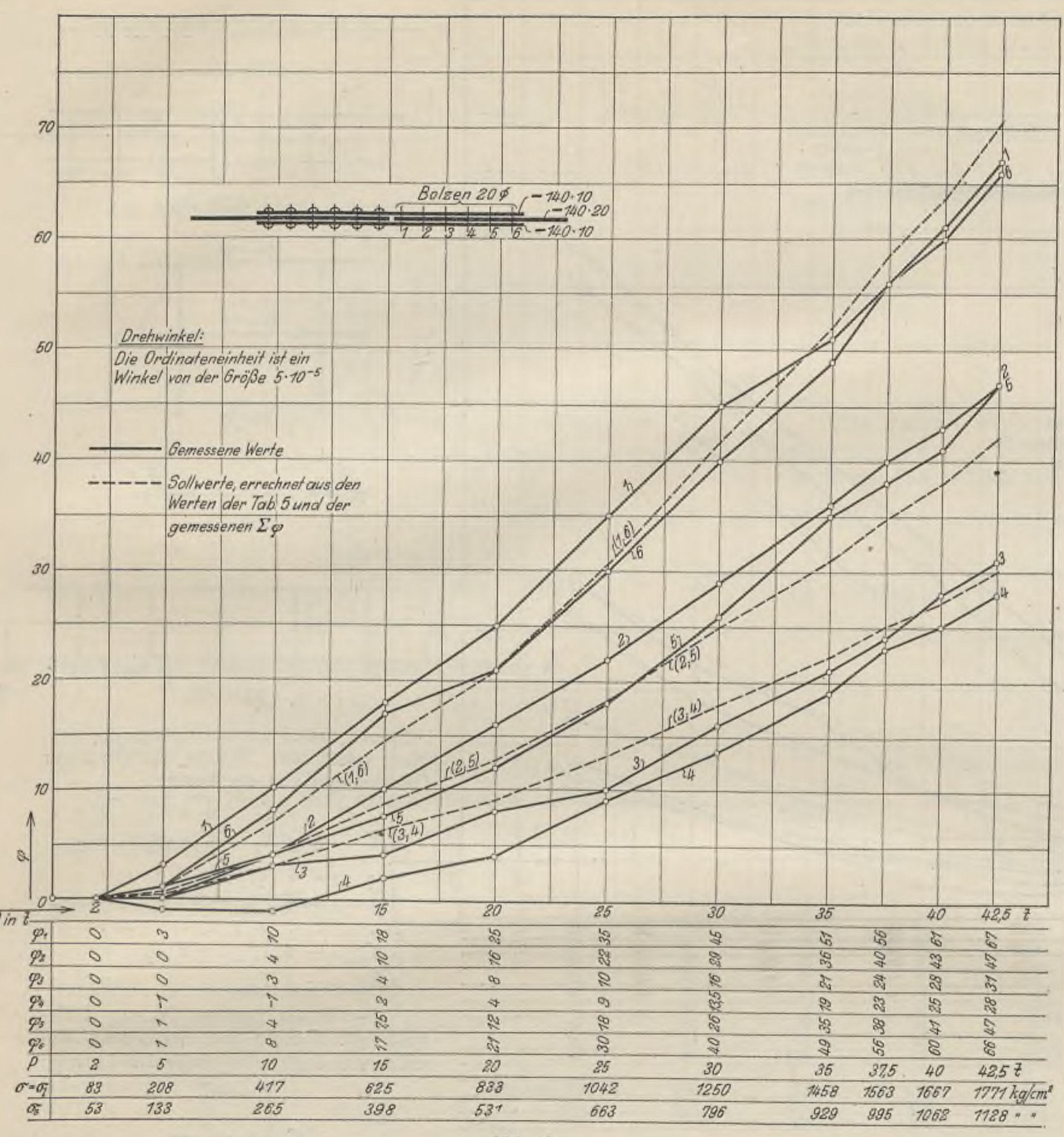
nähert sich dem Grenzfall 1 (Abschnitt II). In Abb. 12 erscheinen die über die Streckgrenze und im Vergleich zu Stab und Laschen höher beanspruchten Bolzen annähernd gleich stark verbogen.

Bei den Stäben VIa und VIIIa ist dagegen am Schluß des Versuchs die Beanspruchung von Stab und Laschen anscheinend höher als die der Bolzen. Hier nähert sich der Zustand mehr dem Grenzfall 2. In Abb. 15 und 17 erscheinen die äußersten Bolzen stark verbogen, während bei den Zwischenbolzen mit bloßem Auge eine Krümmung kaum zu erkennen ist.

Abgesehen von den ersten Laststufen, bei denen immer Abweichungen auftreten, stimmten die Versuchsergebnisse mit den rechnerisch festgestellten Werten der Tafel 5 (Abschnitt II) befriedigend, zum Teil sogar recht gut überein, solange die Spannungen unterhalb der Proportionalitäts-


140·10
140·20
140·10
1 2 3 4
Bolzen 21 ⌀
Drehwinkel:
Die Ordinateneinheit ist ein Winkel von der Grösse 5·10⁻⁵
Gemessene Werte
Sollwerte, errechnet aus d. Werten der Taballe 5 u. der gemessenen Σφ
Pin t
φ₁ 0 3 6 16 23 31 40 49 61 75 90 109
φ₂ 0 1 4 7 12 18 26 35 46 60 76
φ₃ 0 0 2 5 10 16 22 29 35 45 58 76
φ₄ 0 6,5 13 20 28 34 41 50 60 73 88 98
σ 84 252 420 588 756 925 1091 1260 1470 1680 1890 2100 2310 2520 2645 kg/cm²
σs 72 216 361 506 650 795 939 1082 1263 1444 1624 1805 1985 2166 2273 "
σl 119 357 595 843 1070 1310 1546 1785 2080 2380 2680 2975 3275 3570 3750 "
Abb. 6.

Bolzen 20 ⌀
1 2 3 4
140·10
140·20
140·10
Laschenenden links verschweißt
Drehwinkel: Die Ordinateneinheit ist ein Winkel von der Größe 5·10⁻⁵
Gemessene Werte
Sollwerte, errechnet aus den Werten der Tab. 6 und der gemessenen Σφ
gesamte Formänderungen
bleibende Formänderungen
Pin t
φ₁ 0 4 12 19 28 38 48 59 76 96 161
φ₂ 0 0 2 7 14 22 30 39 48 63 80
φ₃ 0 0 3 8 15 21 29 38 40 61 76
φ₄ 0 5 17 25 36 46 58 68 84 105 139
σ 83 250 417 583 750 917 1084 1250 1460 1667 1875 2082 2292 kg/cm²
σs 80 239 398 558 717 876 1035 1195 1394 1594 1793 1990 2190 "
σl 125 375 625 875 1125 1375 1625 1875 2190 2500 2810 3130 3440 "
Abb. 7.



φ_1	0	3	10	18	25	35	45	51	56	61	67
φ_2	0	0	4	10	16	22	39	36	40	43	47
φ_3	0	0	3	4	8	10	16	21	24	28	31
φ_4	0	−1	−1	2	4	9	13,5	19	23	25	28
φ_5	0	1	4	7,5	12	18	26	35	38	41	47
φ_6	0	1	8	17	21	30	40	49	56	60	66
P	2	5	10	15	20	25	30	35	37,5	40	42,5 t
$\sigma = \sigma_1$	83	208	417	625	833	1042	1250	1458	1563	1667	1771 kg/cm²
σ_b	53	133	265	398	531	663	796	929	995	1062	1128 „ „

Abb. 8.

bzw. der Streckgrenze lagen. Bei höheren Spannungen war eine Übereinstimmung mit den Werten der Tafel 5 von vornherein nicht zu erwarten, hier tritt eine Annäherung an einen der beiden Grenzfälle ein, je nachdem, ob erst die Beanspruchung der Bolzen oder die der Stäbe und Laschen die Proportionalitäts- bzw. Streckgrenze erreicht.

Es ist beabsichtigt, diese Versuche fortzusetzen und Stäbe mit anderem Verhältnis μ und mit nicht konstantem Stab- oder Laschenquerschnitt zu untersuchen, um auch über die Verteilung der Stabkraft auf einen Anschluß am Knotenblech Aufschluß zu gewinnen. Über die Ergebnisse wird berichtet werden.

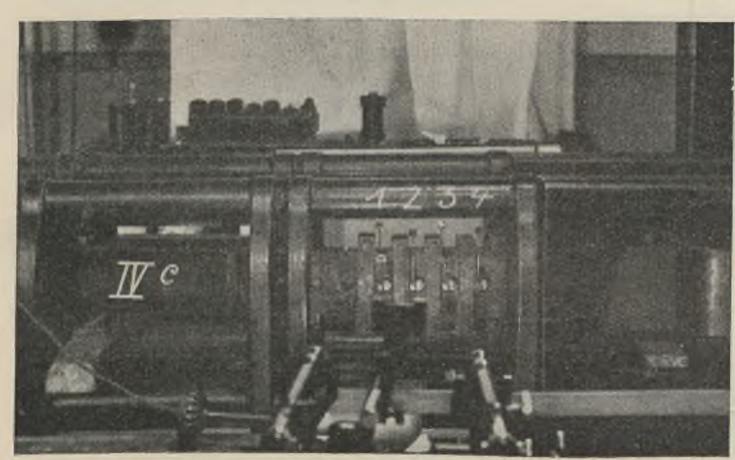


Abb. 10.

II. Rechnerische Untersuchung.

Untersucht werden einreihige Nietverbindungen in Flacheisenstäben, die gestoßen sind, und deren Stoß beiderseits durch gleich starke Flacheisenlaschen gedeckt ist. Die Verbindung wird als Stabverbindung aufgefaßt, in der die Niete biegungsfeste Stäbe darstellen, die mit dem gestoßenen Stabe und den Laschen gelenkig verbunden sind (Abb. 19). Die Verbindung zwischen Stab und Laschen auf einer Seite des Stoßes ist bei n Nietteilungen n-fach statisch unbestimmt. Als statisch unbestimmte Größen werden die Kräfte eingeführt, die in den einzelnen Feldern, d. h. zwischen je zwei aufeinanderfolgenden Nieten, im Stabe wirken (Abbild. 20). Der Zustand $X_r = -1$ ist in Abb. 21 dargestellt.

Es sei

F der Stabquerschnitt,
F_L der Laschenquerschnitt,
F_b der Nietquerschnitt,
J_b das Trägheitsmoment des Nietquerschnitts,
s die Feldlänge (Nietteilung),
e der Abstand der Laschen.

Dann ist, mit $E J_b$ multipliziert:

$$\begin{aligned}\delta_{rr} &= \int M_r^2\,dx + \int N_r^2 \cdot \frac{J_b}{F} \cdot dx \\ &\quad + \varkappa \int Q_r^2 \cdot \frac{J_b}{F} \cdot \frac{E}{G} \cdot dx \\ &= 2\left(\frac{e}{4}\right)^2 \frac{e}{3} + (-1)^2 \frac{J_b}{F} \cdot s \\ &\quad + 2\left(+\frac{1}{2}\right)^2 \frac{J_b}{F_L} \cdot s \\ &\quad + 2\varkappa \cdot \frac{E}{G}\left(\frac{1}{2}\right)^2 \frac{J_b}{F_b} \cdot e \\ &= \frac{e^3}{24} + \left(\frac{J_b}{F} + \frac{J_b}{2F_L}\right) s \\ &\quad + \frac{1}{2} \cdot \varkappa \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{J_b}{F_b} \cdot e \\ &= \beta\end{aligned}$$

Dementsprechend wird

$$\begin{aligned}\delta_{r_1(r+1)} &= \left(+\frac{e}{4}\right)\left(-\frac{e}{4}\right)\frac{e}{3} + \varkappa \cdot \frac{E}{G}\left(+\frac{1}{2}\right)\left(-\frac{1}{2}\right)\frac{J_b}{F_b} \cdot e \\ &= -\frac{e^3}{48} - \frac{1}{4} \cdot \varkappa \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{J_b}{F_b} \cdot e \\ &= \alpha\end{aligned}$$

$$\delta_{r_1(r+2)} = 0.$$

Der Zustand $X = 0$ ist für eine Kraft 1 im Stabe in Abb. 22 dargestellt. Für $r = 1$ bis $(n-1)$ ist dann

$$\begin{aligned}\delta_{or} &= 2\left(+\frac{1}{2}\right)^2 \frac{J_b}{F_L} \cdot s \\ &= +\frac{1}{2} \cdot \frac{J_b}{F_L} \cdot s \\ &= \gamma.\end{aligned}$$



Abb. 11.

Für $r = n$ ist

$$\begin{aligned}\delta_{on} &= \left(+\frac{e}{4}\right)^2 \frac{e}{3} + 2\left(+\frac{1}{2}\right)^2 \frac{J_b}{F_L} \cdot s + \left(\frac{1}{2}\right)^2 \varkappa \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{J_b}{F_b} \cdot e \\ &= \frac{e^3}{48} + \frac{1}{2} \cdot \frac{J_b}{F_L} \cdot s + \frac{1}{4} \cdot \varkappa \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{J_b}{F_b} \cdot e \\ &= \delta.\end{aligned}$$

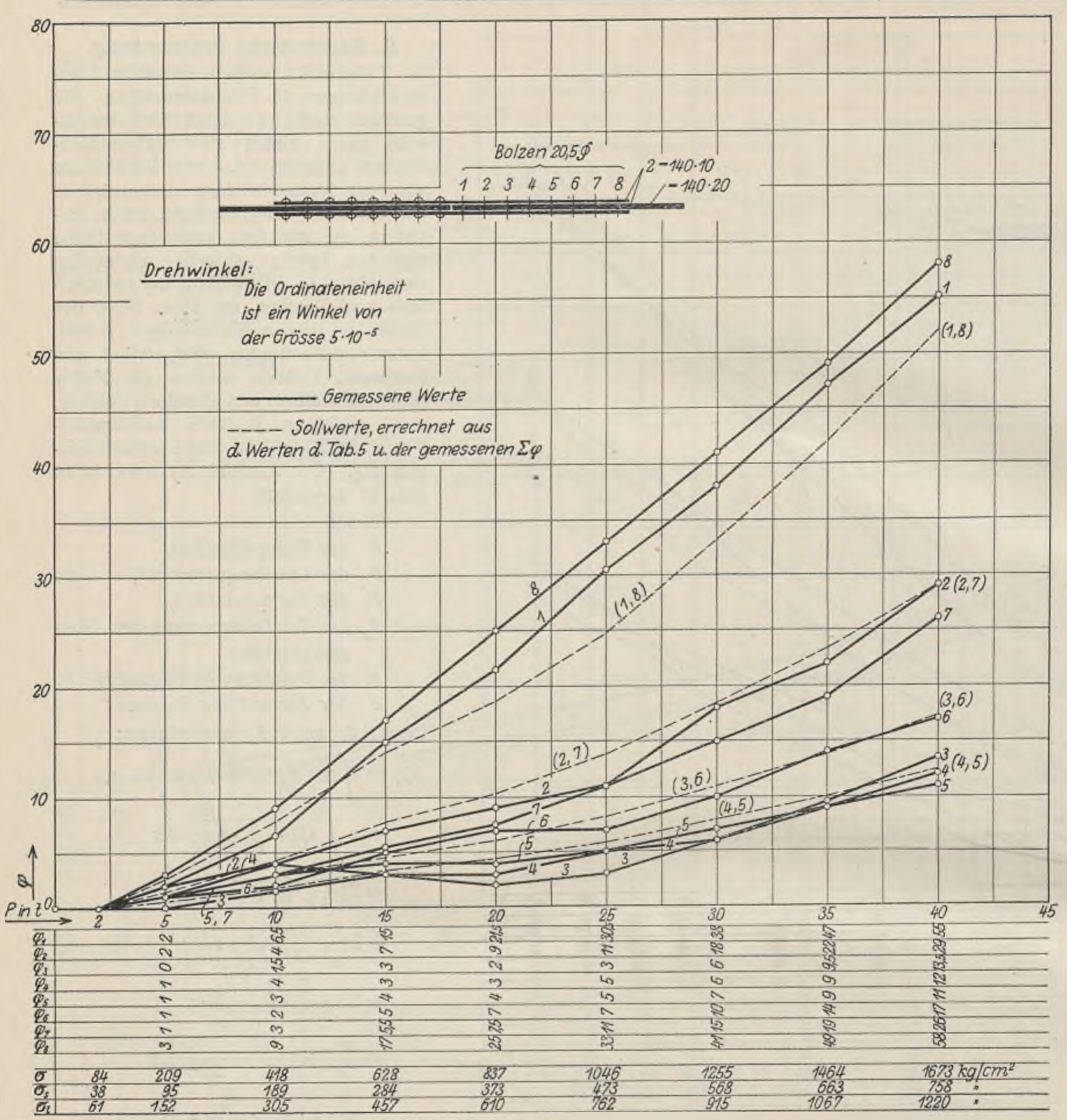


Abb. 9.

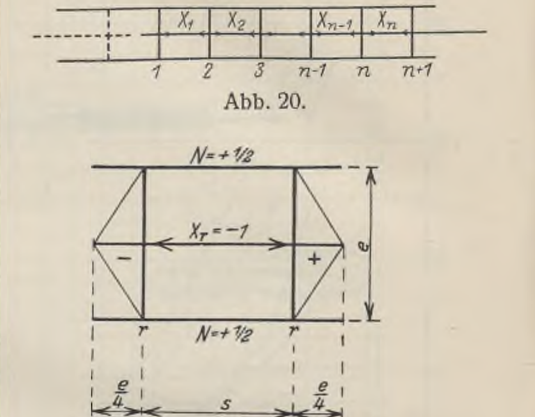


Abb. 19.

Abb. 20.

Abb. 21.

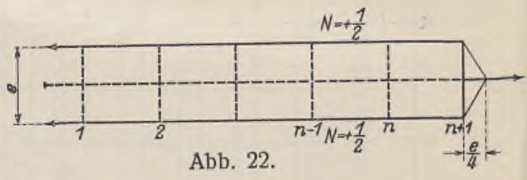


Abb. 22.

Man erhält ein System dreigliedriger Gleichungen von der Form:

$$\begin{aligned}
\beta X_1 + \alpha X_2 &= \gamma \\
\alpha X_1 + \beta X_2 + \alpha X_3 &= \gamma \\
&\ldots \\
\alpha X_{r-1} + \beta X_r + \alpha X_{r+1} &= \gamma \\
&\ldots \\
\alpha X_{n-2} + \beta X_{n-1} + \alpha X_n &= \gamma \\
\alpha X_{n-1} + \beta X_{n-1} &= \delta .
\end{aligned}$$

Für dieses System linearer Differenzengleichungen mit konstanten Koeffizienten lautet eine partikuläre Lösung:

$$X_r = C_1$$

$$C_1 = \frac{\gamma}{2\alpha + \beta}$$

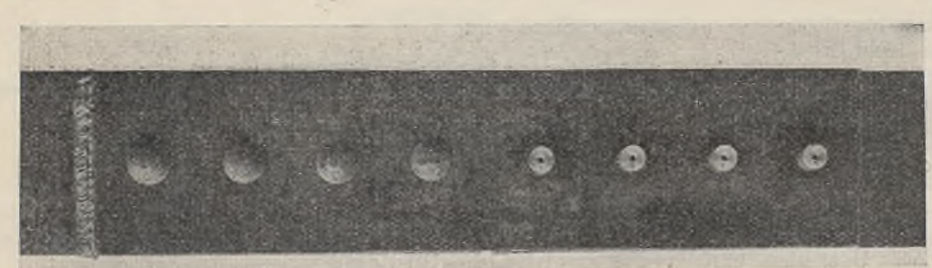


Abb. 13.

Abb. 12.



Abb. 14.

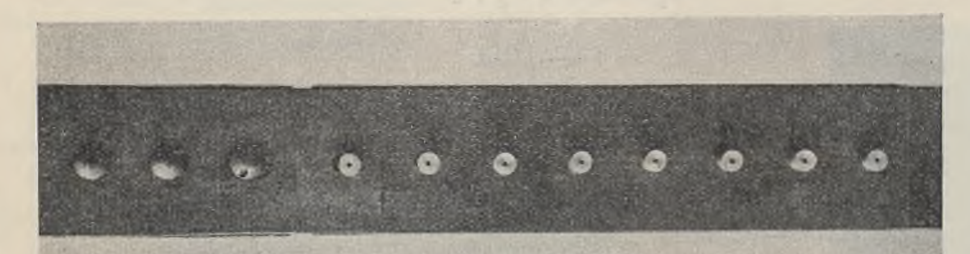


Abb. 18.

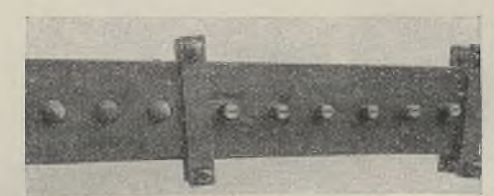


Abb. 16.

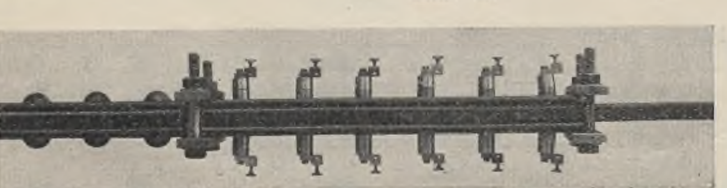


Abb. 15.

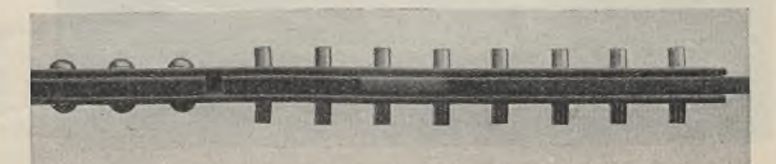


Abb. 17.

$$C_1 = \frac{\frac{1}{2} \cdot \frac{J_b}{F_L} \cdot s}{-\frac{e^3}{24} - \frac{1}{2} \cdot \varkappa \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{J_b}{F_b} \cdot e + \frac{e^3}{24} + \left(\frac{J_b}{F} + \frac{J_b}{2F_L}\right) s + \frac{1}{2} \cdot \varkappa \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{J_b}{F_b} \cdot e}$$

$$= \frac{F}{F + 2F_L}.$$

Nach Auflösung der Gleichung:

$$\alpha z^2 + \beta z + \alpha = 0$$

mit den Wurzeln:

$$z_1 = -\frac{\beta}{2\alpha} + \sqrt{\left(\frac{\beta}{2\alpha}\right)^2 - 1}$$

$$z_2 = -\frac{\beta}{2\alpha} - \sqrt{\left(\frac{\beta}{2\alpha}\right)^2 - 1},$$

worin

$$\frac{\beta}{2\alpha} = \frac{\frac{e^3}{24} + \left(\frac{J_b}{F} + \frac{J_b}{2F_L}\right) s + \frac{1}{2} \cdot \varkappa \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{J_b}{F_b} \cdot e}{-\frac{e^3}{24} - \frac{1}{2} \cdot \varkappa \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{J_b}{F_b} \cdot e}$$

$$= -1 - \frac{\left(\frac{J_b}{F} + \frac{J_b}{2F_L}\right) \cdot s}{\frac{e^3}{24} + \frac{1}{2} \cdot \varkappa \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{J_b}{F_b} \cdot e},$$

ergibt sich die Lösung der homogenen Gleichung zu

$$X_r = C_2 z_1^r + C_3 z_2.$$

Die allgemeine Lösung lautet danach:

$$X_r = C_1 + C_2 z_1^r + C_3 z_2^r.$$

Auf den r^{ten} Niet entfällt danach eine Kraft von der Größe:

$$\varDelta X_r = X_r - X_{r-1} = C_2 \left(z_1^r - z_1^{r-1}\right) + C_3 \left(z_2^r - z_2^{r-1}\right)$$

$$= C_2 (z_1 - 1) z_1^{r-1} + C_3 (z_2 - 1) z_2^{r-1}.$$

Die Grenzbedingungen lauten:

$$X_o = 0$$

$$X_{n+1} = 1.$$

Sie liefern die beiden Gleichungen:

$$0 = C_1 + C_2 \cdot z_1^0 + C_3 \cdot z_2^0$$

$$1 = C_1 + C_2 \cdot z_1^{n+1} + C_3 \cdot z_2^{n+1}.$$

Daraus ergibt sich

$$C_2 = \frac{C_1 \left(z_2^{n+1} - 1\right) + 1}{z_1^{n+1} - z_2^{n+1}}$$

$$C_3 = -\frac{C_1 \left(z_1^{n+1} - 1\right) + 1}{z_1^{n+1} - z_2^{n+1}}.$$

Setzt man:

$$\frac{C_1 \left(z_2^{n+1} - 1\right) + 1}{z_1^{n+1} - z_2^{n+1}} (z_1 - 1) = A_n$$

$$-\frac{C_1 \left(z_1^{n+1} - 1\right) + 1}{z_1^{n+1} - z_2^{n+1}} (z_2 - 1) = B_n,$$

so erhält man den auf den r^{ten} Niet entfallenden Kraftanteil in der Form

$$\varDelta X_r = A_n z_1^{r-1} + B_n z_2^{r-1}.$$

Theoretisch sind zwei Grenzfälle denkbar:

Fall 1: Stab und Laschen sind starr, Niete elastisch.
Fall 2: Stab und Laschen sind elastisch, Niete starr.

In Fall 1 wird:

$$\delta_{rr} = \frac{e^3}{24} + \frac{1}{2} \cdot \varkappa \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{J_b}{F_b} \cdot e = \beta$$

$$\delta_{r(r+1)} = -\frac{e^3}{48} - \frac{1}{4} \cdot \varkappa \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{J_b}{F_b} \cdot e = \alpha = -\frac{\beta}{2}$$

$$\delta_{r(r+2)} = 0,$$

für $r = 1$ bis $(n-1)$:

$$\delta_{or} = 0,$$

für $r = n$:

$$\delta_{on} = \frac{e^3}{48} + \frac{1}{4} \cdot \varkappa \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{J_b}{F_b} \cdot e = -\alpha = +\frac{\beta}{2}.$$

Daraus ergibt sich

$$z_1 = +1$$

$$z_2 = +1.$$

Die charakteristische Gleichung hat Doppelwurzeln, die Lösung der Differenzengleichung lautet danach hier

$$X_r = A + B r.$$

Die Grenzen $X_o = 0$ und $X_{n+1} = 1$ liefern die Bedingungen zur Errechnung von A und B:

$$0 = A + B \cdot 0$$

$$1 = A + B (n + 1)$$

und hieraus folgt:

$$A = 0$$

$$B = \frac{1}{n+1}.$$

Also

$$X_r = \frac{r}{n+1}$$

$$\varDelta X_r = \frac{1}{n+1}.$$

Die Kraft 1 verteilt sich also gleichmäßig auf alle Niete.

Fall 2:

In diesem Fall — Stab und Laschen elastisch, Niete starr — wird:

$$\delta_{rr} = \left(\frac{J_b}{F} + \frac{J_b}{2F_L}\right) s = \beta$$

$$\delta_{r(r+1)} = 0,$$

für $r = 1$ bis $(n-1)$:

$$\delta_{or} = \frac{1}{2} \cdot \frac{J_b}{F_L} \cdot s = \gamma,$$

für $r = n$:

$$\delta_{on} = \frac{1}{2} \cdot \frac{J_b}{F_L} \cdot s = \delta = \gamma.$$

Aus den dreigliedrigen Gleichungen werden eingliedrige von der Form

$$\beta X_r = \gamma.$$

Daraus

$$X_r = \frac{\gamma}{\beta} = \text{konst.}$$

$$= \frac{\frac{1}{2} \cdot \frac{J_b}{F_L}}{\frac{J_b}{F} + \frac{J_b}{2F_L}} = \frac{F}{F + 2F_L}$$

$$\varDelta X_r = 0 \text{ für } r = 2 \text{ bis } n$$

$$\varDelta X_1 = \frac{F}{F + 2F_L}$$

$$\varDelta X_{n+1} = 1 - \frac{F}{F + 2F_L} = \frac{2F_L}{F + 2F_L}.$$

Es sind also nur das erste und das letzte Niet der Nietreihe beansprucht, alle dazwischenliegenden sind spannungslos.

Zahlenbeispiel. Es sind die oben beschriebenen Versuchsstäbe berechnet worden, für die das Verhältnis $\mu = F_L : F = 1 : 2$ ist. Da später noch Reihen mit anderen Querschnittsverhältnissen geprüft werden sollen, wird diese Reihe als „Reihe 1" bezeichnet.

Reihe 1.

$$\mu = F_L : F = 1 : 2$$

Stabquerschnitt ⊭ 140 · 20
Laschenquerschnitt ⊭ 140 · 10

$$F = 28 \text{ cm}^2$$

$$F_L = 14 \text{ cm}^2.$$

Statt der Niete Bolzen von 21 mm ∅:

$$F_b = 3{,}46 \text{ cm}^2$$

$$J_b = 0{,}96 \text{ cm}^4$$

$$s = 7 \text{ cm}$$

$$e = 3 \text{ cm}.$$

Für den Kreisquerschnitt ist:

$$\varkappa = \frac{32}{27},$$

Ferner ist angenommen

$$\frac{E}{G} = \frac{8}{3},$$

Damit ergibt sich

$$\frac{\beta}{2\alpha} = 1{,}196\,689$$

$$z_1 = 1{,}854\,005$$

$$z_2 = 0{,}539\,373.$$

In der folgenden Tafel 5 sind für Felderzahlen $n = 1$ bis 7 die Werte $\varDelta X_r$, also die auf die einzelnen Niete entfallenden Anteile der Kraft 1, zusammengestellt.

Tafel 5. Reihe 1. $F_L : F = 1:2$.

n	r	ΔX_r	n	r	ΔX_r	n	r	ΔX_r	n	r	ΔX_r
1	1	0,500 000	4	1	0,261 756	6	1	0,239 161	7	1	0,235 056
	2	0,500 000		2	0,168 036		2	0,136 552		2	0,130 833
2	1	0,352 654		3	0,140 417		3	0,087 661		3	0,078 077
	2	0,294 692		4	0,168 036		4	0,073 253		4	0,056 034
	3	0,352 654		5	0,261 756		5	0,087 661		5	0,056 034
3	1	0,291 090	5	1	0,246 907		6	0,136 552		6	0,078 077
	2	0,208 910		2	0,147 346		7	0,239 161		7	0,130 833
	3	0,208 910		3	0,105 747					8	0,235 056
	4	0,291 090		4	0,105 747						
				5	0,147 346						
				6	0,246 907						

Alle Rechte vorbehalten.

Zweigleisige Straßenbahn-Überführung in Stahlkonstruktion über die Oker am Hauptbahnhof in Braunschweig.

Von H. Maushake.

Die bestehende eingleisige Straßenbahnbrücke über die Oker genügte dem immer größer werdenden Verkehr nicht mehr, sie mußte daher durch eine zweigleisige stärkere Überführung ersetzt werden.

Die Form der neuen Brückenhauptträger hat sich mit Rücksicht auf die gestellten Bedingungen ergeben. In Brückenmitte war das Maß 0,4 m zwischen dem höchsten Wasserstande und der Konstruktionsunterkante vorgeschrieben und bis Oberkante Schiene $0,4 + 0,7 = 1,1$ m, so daß für die Fahrbahn nur die geringe Bauhöhe von 70 cm zur Verfügung stand. Außerdem sollte die neue Konstruktion möglichst wenig aus dem Bahnhofsgebiet hervortreten. Um diesen Forderungen zu entsprechen, mußten die Gurtungen der Hauptträger mit ungleich laufenden Bogenlinien zur Ausführung kommen (Abb. 1). Die Pfeilhöhe beträgt für den Obergurt rd. 40 cm und für den Untergurt rd. 85 cm bei einer Stützweite von 21,8 m. Die Systemhöhe der Brückenhauptträger ist in der Mitte etwa 1,8 m und an den Auflagern etwa 2,26 m. Die Schrägstäbe sind nach der Mitte fallend gewählt, die Vertikalstäbe werden im Abstande von 2,18 m angeordnet.

Die Brückenbreite von 8,4 m ist bedingt durch den zweigleisigen Verkehr und dadurch, daß von der Stadtseite aus die Brücke noch die Gleiskrümmungen teilweise aufzunehmen hat. (Bei der alten Brücke betrug die Breite 2,8 m.)

Die Fahrbahn ist aus Quer- und Längsträgern mit darauf ruhenden Eichenschwellen zur Aufnahme der Gleise gebildet. Die Abdeckung mit 5 cm starken Kiefernbohlen auf Lagerhölzern besteht bis auf den Weichenteil aus abnehmbaren Tafeln mit Verschraubung, damit die Fahrbahnkonstruktion für Anstrich und andere Zwecke bequem zugänglich ist. Die Fahrbahn-Quer- und Längsträger wurden aus Peiner Breitflanschträgern hergestellt. Unterhalb der Fahrbahnträger ist ein waagerechter Verband zur Aufnahme der Wind- und Bremskräfte angeordnet. Das Material der Brücke ist Flußstahl St 37, das der Stahlgußauflager St 52. Mit Ausnahme der beiden Hauptträgergurtungen und des waagerechten Verbandes sind für das Bauwerk Peiner Breitflanschträger verwandt worden, weil diese für die Ausführung von derartigen Bauwerken Vorteile bieten, die im allgemeinen mit zusammengesetzten Profilen nicht zu erreichen sind. Bei der beschränkten Bauhöhe stand beispielsweise für die mittleren Querträger nur eine Höhe von 50 cm zur Verfügung, wodurch sich das ungewöhnliche Verhältnis $h : l = 1 : 16,8$ ergab. Trotzdem genügte auch hier mit Berücksichtigung der zulässigen Durchbiegung ein Peiner Breitflanschprofil.

Der statischen Berechnung wurde ein Lastenzug für ein Gleis, bestehend aus zwei Motorwagen mit Anhänger, zugrunde gelegt und die Achslast für den Motorwagen mit je 10 t und für den Anhänger mit je 6,2 t bei zwei Achsen je Wagen angenommen. Die Berechnung ist aufgestellt nach den Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom Jahre 1925 mit einer zulässigen Baustoffbeanspruchung für Hauptkräfte von 1400 kg/cm² und für Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte von 1600 kg/cm².

Für die Aufstellung wurde die alte abzubauende Brücke als Rüstung benutzt und damit eine wesentliche Ersparnis bei dem Bau der Brücke erreicht. Großer Wert mußte auch auf eine möglichst kurze Unterbindung des Straßenbahnverkehrs gelegt werden. Daher wurde die alte Brücke erst außer Verkehr gesetzt, als der erste außerhalb der alten Brücke liegende Teil der neuen Widerlager fertiggestellt war. Auf diesen ersten neuen Widerlagerteil wurde die alte Brücke unter Anheben geschoben, dann konnten die alten Widerlager abgebrochen und die neuen Lager auf der ganzen Breite vollendet werden. Die eigentliche Aufstellung der neuen Brücke wurde nun begonnen, indem die Hauptträger auf dem alten Brückengerüst zusammengebaut und auf die Lager abgesetzt wurden unter Sicherung durch Verankerung nach den Böschungen (Abb. 2). Nachdem die ersten Querträger zwischen den Hauptträgern eingezogen waren, konnte das alte Gerüst auf der neuen Brücke entsprechend dem Baufortschritt abgestützt und in einzelnen Stücken weggeschafft werden. Die Aufstellung der Brücke wurde am 12. August begonnen und bis auf Anordnung des Geländers am 14. September, also innerhalb fünf Wochen, beendet.

Zeichnungen oder Unterlagen für das bestehende alte Widerlager waren nicht vorhanden. Es war also auch nicht vorauszusehen, ob es zur Aufnahme der neuen Brücke genügte.

Aus Sicherheitsgründen wurde beschlossen, die alten Auflager zu entfernen und das Widerlager vollständig neu herzustellen. Da der Betrieb zunächst aufrechterhalten werden mußte, war man gezwungen, in zwei Bauabschnitten zu arbeiten. Bei der Bodenuntersuchung stellte sich heraus, daß unter dem Bauwerk eine starke Schicht Schwemmsand vorhanden war. Aus diesem Grunde wurden etwa 6 bis 7 m lange Holzpfähle angeordnet und bei der Untersuchung des Widerlagers so vorgegangen, daß der Boden mit 1,1 kg/cm² belastet und der Rest durch Pfähle aufgenommen wurde.

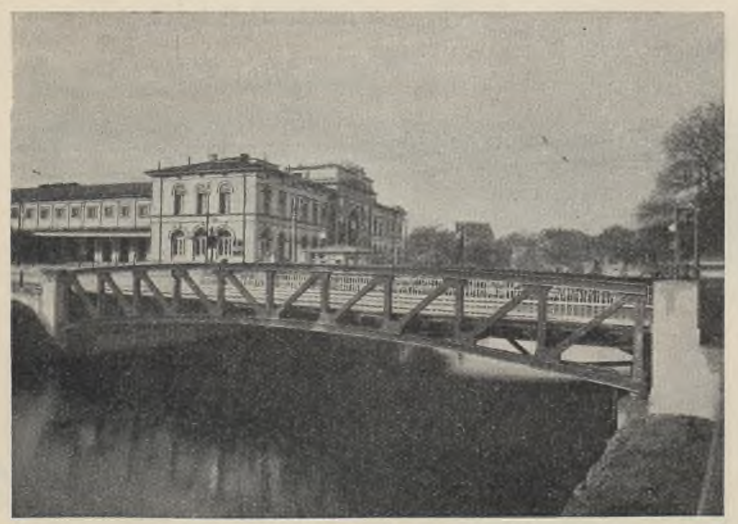


Abb. 1.
Neue zweigleisige Straßenbahnbrücke am Braunschweiger Bahnhof.

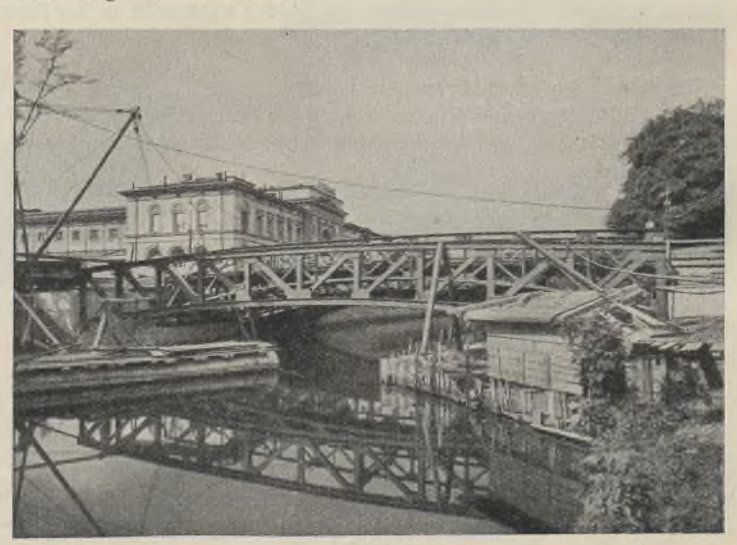


Abb. 2.
Montage der neuen Straßenbahnbrücke über die Oker.

Die vier Auflager der beiden Hauptträger wurden durch eine Spiralbewehrung gesichert. Um bei einem ungleichmäßigen Setzen eine Rißbildung im Widerlager zu vermeiden, wurden beide Hälften durch eine starke, in Höhe der Auflager angeordnete Eisenbetonplatte verbunden.

Die beiden Baugruben wurden durch Fangedämme eingefaßt. Das Schlagen von Spundwänden erschien nicht ratsam, da auf und in der Sohle große Steine vorhanden waren. Trotzdem war man später gezwungen, noch eiserne Spundwände vorzusehen, da unter den Fangedämmen verschiedentlich Wassereinbrüche erfolgten. Der Wasserandrang durch in der Baugrube vorhandene Quellen war so stark, daß drei Zentrifugalpumpen von 125 bis 175 mm Durchmesser erforderlich waren, um das Wasser zu halten und die Drainage legen zu können. — Mit den Arbeiten wurde am 22. Mai 1929 begonnen. Am 15. August 1929 waren die Widerlager fertiggestellt.

Die Prüfung der statischen Berechnung und Ausführungsunterlagen, sowie die Abnahme wurden Herrn Professor Dr. techn. Schönhofer an der Technischen Hochschule in Braunschweig übertragen. Die Belastungsprobe ergab die günstige Durchbiegung von nur 12 mm. In der statischen Berechnung war sie mit 15,8 mm festgelegt.

Mit der Lieferung der Brücke wurde die Firma Gasometer-Wilke A.-G., Braunschweig, betraut und mit den Gründungsarbeiten die am gleichen Platze ansässige Firma Drenckhahn & Sudhop A.-G.

Verschiedenes.

Schweißung von Stahlkonstruktionen bei einer Krafthauserweiterung. (Nach Eng. News-Record, Bd. 103 (29), Nr. 10, S. 376/78.) Einen neuen Beweis für das Vertrauen, das man in Amerika der Sicherheit geschweißter Verbindungen entgegenbringt, liefert der umfangreiche Erweiterungsbau des Krafthauses des Haddon Hall and Chalfonte Hotel, Atlantic City, N. J., das kürzlich unter Anwendung der Lichtbogenschweißung ausgeführt wurde. Maßgebend für die Wahl dieses Verfahrens war — wie auch schon in anderen Fällen — der Wunsch, die Belästigung der Hotelgäste durch den Lärm der Nietarbeiten zu vermeiden.

Der Erweiterungsbau schließt sich unmittelbar an den alten Teil des Krafthauses an. Er hat bei einer Grundfläche von 22,66 × 24,38 m die beträchtliche Höhe von 40,85 m über dem Gelände, also etwa die Höhe eines zehnstöckigen Bürohauses. Bemerkenswert sind auch die zum Teil außerordentlich hohen Deckenbelastungen (Abb. 1 u. 2).

Das Krafthaus ist in 6 Stockwerke aufgeteilt; außerdem sind zwei weitere Zwischengeschosse vorgesehen. Im ersten Geschoß sind die Maschinen und Kompressoren untergebracht, darüber liegt der Aschenraum und die Werkstatt, das dritte Stockwerk enthält die Kessel, das vierte die Eismaschinenanlage, im fünften befindet sich die Wäscherei und im sechsten Räume für das Personal. In einem Dachaufbau sind die Tanks untergebracht.

Der Berechnung der Schweißnähte wurden folgende Höchstbeanspruchungen zugrundegelegt:

Zug in der Schweißnaht	980 kg/cm²	in Stumpfnähten,
Druck	1260 „	
Scherung	790 „	in Kehlnähten.

Das heißt:

357 kg/cm²	für 1/4″	starke Kehlnähte,
536 „	„ 3/8″	„ „
715 „	„ 1/2″	„ „

Mit Rücksicht auf den am Anfang und Ende einer Schweißung sich bildenden Krater erhielten sämtliche Nähte zur berechneten Länge einen Zuschlag von 1/2″. Weiterhin wurde Wert darauf gelegt, die Schweißnähte so anzuordnen, daß sie nur Scher- oder reine Druckkräfte aufzunehmen hatten, während Zugbeanspruchungen, ausgenommen bei sekundären Verbindungen, nach Möglichkeit vermieden werden sollten.

Der ausführenden Firma, der Betlehem Steel Co., war ausdrücklich vorgeschrieben worden, sämtliche auf der Baustelle herzustellenden Verbindungen ausschließlich durch Lichtbogenschweißung auszuführen. Bolzenverbindungen wurden nur für Montagezwecke zugelassen. Dagegen war es freigestellt, in der Werkstätt auch von Nieten Gebrauch zu machen, soweit sich dadurch eine bequemere Ausführung ermöglichen ließ. Außer bei einigen Verbindungen der Deckenträger mit den Unterzügen wurde jedoch überall die Schweißung bevorzugt. — Um die Verunreinigung der Schweiße durch verbrannte Farbe zu verhindern, erhielten die einzelnen Stahlteile keinen Werkstattanstrich, sondern nur einen Überzug mit Leinöl.

Die Montagewinkel und Konsolen wurden, ebenso wie die Trägerenden, mit Bohrungen zur Aufnahme der Montagebolzen versehen und sämtlich in der Werkstatt an die Stützen geschweißt. Die auf der Baustelle herzustellenden Schweißnähte waren von vornherein so angeordnet, daß die Schweißer bequem arbeiten konnten. Infolgedessen genügte eine leichte schwebende Rüstung für alle Schweißarbeiten.

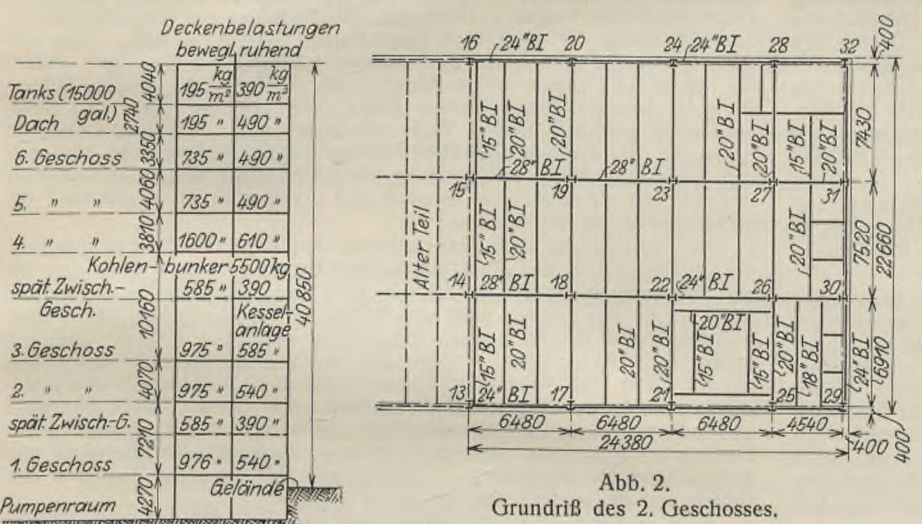


Abb. 1. Geschoßhöhen und Deckenbelastungen.

Abb. 2. Grundriß des 2. Geschosses.

Der Anschluß an den bestehenden Gebäudeteil gestaltete sich sehr einfach (Abb. 3). Die Verkleidung der alten Stützen brauchte nur an den Stellen entfernt zu werden, an denen die Unterzüge des neuen Teils angebracht werden sollten, und nur soweit, daß der Schweißer unbehindert arbeiten konnte. Die neuen Unterzüge wurden länger als nötig angeliefert und erst auf der Baustelle mit dem Brenner abgeschnitten.

Abb. 4 zeigt den Fuß der schwersten Stütze, die eine Last von 760 t auf den Untergrund überträgt. Die Fußwinkel wurden in der Werkstatt an die Grundplatte geschweißt und dann mit vier Löchern für die Ankerbolzen versehen. Die Stütze selbst wurde sowohl mit den Fußwinkeln als auch mit der Grundplatte direkt verschweißt.

Die in Abb. 5 u. 6 dargestellten verschiedenen Anschlüsse der Unterzüge an die Säulen sind insofern interessant, als die bei Nietkonstruktionen geltenden Regeln hier vollkommen umgestoßen sind. Die Auflagerung eines — noch dazu hochbelasteten — Trägers auf einen einfachen Auflagerwinkel z. B. wäre bei Verwendung von Nieten ganz undenkbar.

Irgendwelche Schwierigkeiten bei der Montage haben sich nicht ergeben, so daß die ganze 560 t wiegende Stahlkonstruktion in einem Monat errichtet werden konnte.

Bs.

Abb. 3. Anschluß an die bestehenden Stützen.

Abb. 5. Anschluß der Unterzüge an die äußeren Stützen.

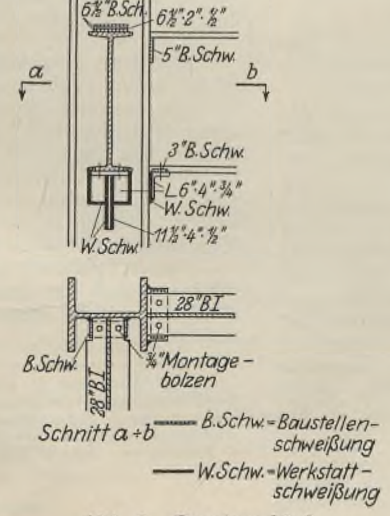


Abb. 6. Regelanschluß.

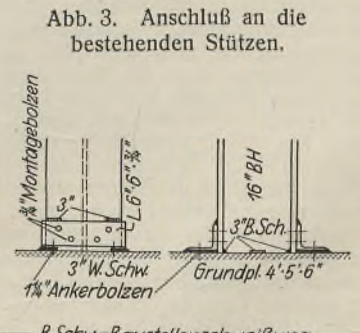


Abb. 4. Stützenfuß.

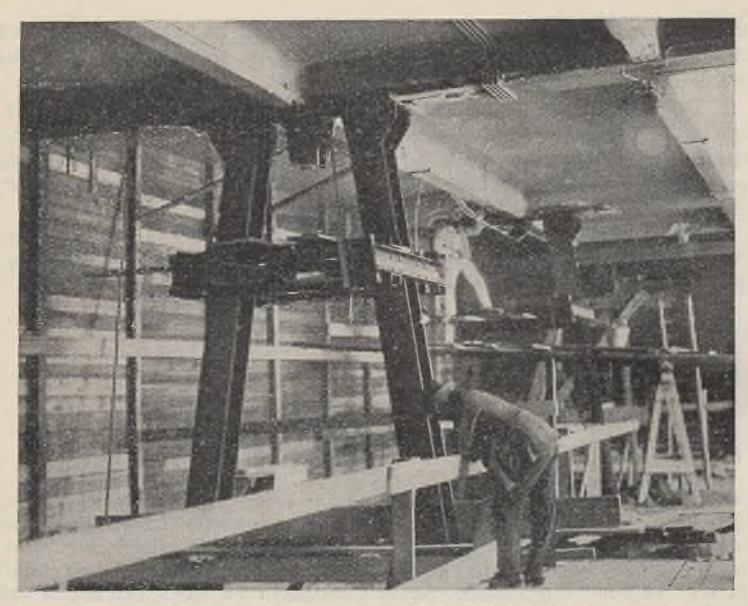


Abb. 1. Die Stützung des Unterzugs während der Stützenauswechslung.

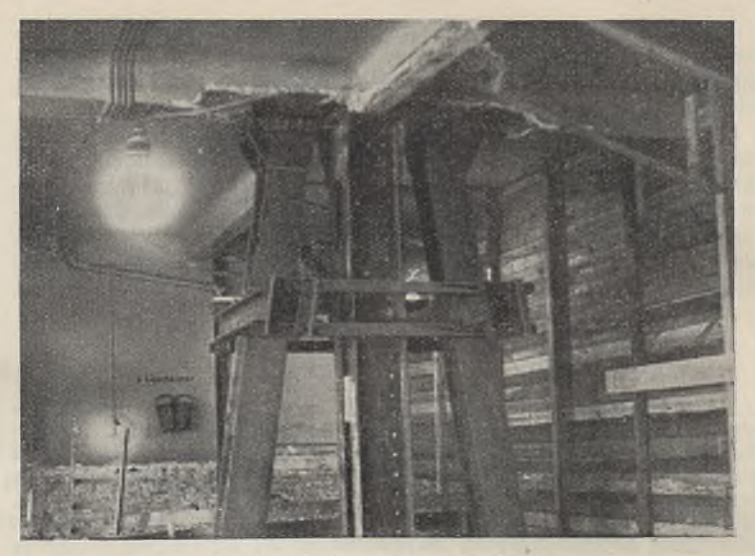


Abb. 2. Einbau der neuen Stütze.

Umbau eines Druckereigebäudes. In Heft 18 des laufenden Jahrganges dieser Zeitschrift wurde bereits über den Bau des großen Druckereigebäudes Knorr & Hirth in München berichtet. Von sachkundiger Seite wurden hierbei insbesondere die schwierigen und beengten Verhältnisse eingehend beschrieben und dargetan, daß im Hinblick auf die knappe Fertigstellungsfrist und die sonstigen äußersten Anforderungen, nicht zuletzt solche der Wirtschaftlichkeit, der Ausbau nur in Stahlkonstruktion in Betracht kam.

Ähnlich lagen die Verhältnisse bei dem im Jahre 1927 von der Firma Breslauer Träger- und Baueisen-Gesellschaft m. b. H. ausgeführten Um- und Erweiterungsbau der „Breslauer Neuesten Nachrichten", also ebenfalls einem großen Druckereibetriebe. Das alte Gebäude war bereits als Stahlskelettbau errichtet, wodurch sich für den Um- und Erweiterungsbau besonders günstige Verhältnisse ergaben. Weitgehendes Interesse durfte die hierbei vorgenommene Auswechslung von Stahlstützen bieten. In dem bestehenden Gebäude war lediglich das Erdgeschoß zur Aufnahme von Rotationsmaschinen bestimmt. Da die neu aufzustellenden Maschinen erheblich größere Höhe aufwiesen, mußte für ihre Aufstellung noch das Kellergeschoß hinzugenommen und die zwischen beiden Geschossen befindliche Decke ausgebaut werden. Die im Erdgeschoß vorhandenen Stützen reichten dort nur bis zum Fußboden und mußten infolgedessen durch neue längere, bis zum Kellergeschoßboden hinabreichende Stützen ersetzt werden. Da die alten Stützen in einem Strang durch mehrere Geschosse reichten und je 350 t Gesamtlast aufzunehmen hatten, und da ferner der Geschäftsbetrieb des Hauses durch den Umbau nicht gestört werden durfte, waren besondere Maßnahmen für die Auswechslung erforderlich.

Wie Abb. 1 zeigt, wurde seitlich der alten Stützen im Erdgeschoß eine besondere bis zum Kellerfußboden reichende, behelfsmäßige Abfangekonstruktion, bestehend aus zwei Streben aus Breitflanschträgern, eingebaut. Beide Streben waren durch eine leicht ein- und auszubauende waagerechte Aussteifung besonders gesichert. Durch Unterkeilung der beiden Streben wurden nun die auszuwechselnden Stützen entlastet und unter dem Kopf kurzerhand abgebrannt. Sie konnten dann sofort entfernt und die alte Kopfkonstruktion ausgebaut werden. Das Einziehen der neuen 6 m langen Stützen gestaltete sich dann sehr einfach. Der ganze Arbeitsvorgang dauerte einschließlich aller Vorbereitungen und einschließlich des Aufbaues der behelfsmäßigen Verstrebung nur $2^1/_2$ Tage.

Abb. 2 zeigt die eingebaute neue Stütze vor der Wegnahme der Verstrebungen.

Vortrag Siedler im Haus der Technik, Essen. Am 22. September 1929 hielt Herr Prof. Dr.=Ing. Siedler im Haus der Technik in Essen einen Vortrag über „Neuere Probleme des Wohnungsbaues".

Der Massenbedarf an Wohnungen zwingt dazu, alle Mittel zur Verbilligung dieses Bedarfs zu prüfen. Eine Verbilligung ist möglich durch „Industrialisierung" des Wohnungsbaues. Voraussetzung dabei ist der Großauftrag auf Serienbauten mit weitgehender Normung. Eine Normung kann erst einsetzen, wenn die Wohnungen typisiert sind. Bei der Aufstellung von Typen sind die Wohngewohnheiten zu berücksichtigen, die je nach der Gegend und der unterzubringenden Bevölkerungsklasse verschieden sind. Für die Typisierung kommen in erster Linie die Kleinstwohnungen bis zu 45 m² Wohnfläche und Kleinwohnungen bis zu 55 m² Wohnfläche in Frage, an denen der größte Bedarf vorliegt, um für diese Wohnungen einen Mietpreis zu erzielen, der im erträglichen Verhältnis zum Einkommen der Bevölkerung steht. Die allen Wohnungen gemeinsamen Einrichtungsräume wie Küche, Bad, Klosett lassen sich mit allen Ausstattungen ohne weiteres typisieren; für alle anderen Räume ist eine gewisse Veränderlichkeit vorzusehen.

Ein wirtschaftlicher Erfolg bei der Durchführung des „industrialisierten" Wohnungsbaues wird sich einstellen, wenn die Planbearbeitung und die Vorbereitung der Baustellenarbeit mit wesentlich größerer Sorgfalt durchgeführt wird, als es bisher bei vielen Architekten üblich ist. Vor dem ersten Spatenstich muß jede Einzelheit planmäßig durchdacht und zeichnerisch festgelegt sein, da jede spätere Änderung zu einer Verteuerung führt. Ein alle Einzelheiten umfassender Arbeitsplan ist so aufzustellen, daß alle Arbeiten reibungslos ineinandergreifen.

Die wirtschaftlichste Form des Wohnungsbaues ist das Reihenhaus, das den Wohnblock verdrängt. Das mehrstöckige Haus ist dem Flachbau vorzuziehen, weil die anteiligen Kosten für Treppenhaus, Waschküche, Keller, Trockenraum, Dach und Grunderwerb sich auf eine größere Anzahl Wohnungen verteilen. Es ist jedoch nicht zu empfehlen, über fünf Stockwerke hinauszugehen, da dann die Kosten für die Treppenhäuser steigen. Der Vortragende riet dringend, schiefe Grundrisse, zurückspringende und vorspringende Ecken, schräge Winkel und alle Unregelmäßigkeiten zu vermeiden, da sie den Bau nur verteuern.

Die technische Rationalisierung des Wohnungsbaues hat einige bautechnische Fragen in den Vordergrund geschoben, an deren Lösung zur Zeit gearbeitet wird. Für ein Bauwerk ist zu unterscheiden zwischen tragenden und dichtenden Teilen. Für den Flachbau ist eine 25 cm starke Ziegelwand zum Tragen ausreichend, zur Dichtung aus wärmewirtschaftlichen Gründen ist aber eine Mauerstärke von 38 cm nötig. Das Bestreben der Ziegelindustrie und anderer Baustoffindustrien geht dahin, für Mörtel und Steine einen Baustoff zu schaffen, der größere Isolierfähigkeit besitzt. Dazu werden Ziegel von größerer Form mit Hohlräumen hergestellt. Andere Stoffe wie Bimsbeton, Lavabeton, künstliche Schlacken der Hochöfen, Gasbeton, Zellenbeton, Schimabeton sind mit den Normalziegeln in erfolgreichen Wettbewerb getreten, alles mit dem Endziel, mit vermindertem Baustoff und geringerem Arbeitsaufwand die gleiche Isolierung zu schaffen.

Der Vortragende kam dann kurz auf den Stahlskelettbau zu sprechen, der ein Nachfolger des alten Holzfachwerkbaues sei, und führt kurz die verschiedenen Systeme wie Stahllamellen- und Stahlskelettbauweisen an. Die Aufgabe des Tragens wird vom Stahlskelett übernommen; die Wände sind nur Füllwerk und können daher auch wesentlich dünner, aber mit besser isolierenden Stoffen hergestellt werden als bisher. Nach seiner Ansicht geht die Entwicklung dahin, daß die Außenstützen des Stahlskeletts auf beiden Seiten mit einer Haut oder einem Gewebe bekleidet werden. In den so entstehenden Hohlraum wird dann ein gut isolierender Füllbaustoff gestampft. Alle Beteiligten — Architekt, Stahlindustrie und nicht zuletzt die Baupolizei — müßten sich auf die neue Bauweise einstellen, um ihr zu weiterem Erfolg zu verhelfen.

Zum Schluß forderte der Vortragende die anwesenden Architekten auf, den bautechnisch-wirtschaftlichen Fragen Aufmerksamkeit zu schenken und sich in die Verwendungsmöglichkeiten der Baustoffe zu vertiefen und so mitzuarbeiten an der Lösung der Wohnungsfrage. Dr.=Ing. Sch.

Nachtrag zum Aufsatz: Das neue Turmfördergerüst „Hannibal I" in Bochum. (Vgl. Heft 21 vom 18. Oktober 1929.)

Die Rheinisch-Westfälischen Zellenbetonwerke G. m. b. H. Dortmund legen Wert auf Richtigstellung der Angaben über die Ausbildung der Wände des Turmkopfes in Zellenbeton. Das Raumgewicht der 8 und 10 cm starken Platten ist nicht 600, sondern nur 400 kg/m³. Jede Gewichtsverminderung wirkt sich, abgesehen von der Verminderung der lotrechten Lasten, günstig in einer Erhöhung der mechanischen Schwingungszahl (Eigenfrequenz) des Gerüstes aus.

Ferner macht mich die Maschinenbauanstalt Humboldt darauf aufmerksam, daß das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion des von ihr auf Königsborn III/IV erbauten Turmfördergerüstes nur 650 t und nicht 950 t beträgt. E. Ackermann.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift DIE BAUTECHNIK Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang BERLIN, 27. Dezember 1929 Heft 26

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Kaischuppen im Bremer Freihafen.

Von Professor Dr.-Ing. **Pohl**, Berlin.

Um den zunehmenden Anforderungen des Umschlagverkehrs im Bremer Freihafen gerecht zu werden, hat die Bremer Hafenverwaltung in diesem Jahre am Nordufer des Freihafens II durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG., Werk Gustavsburg, als Generalunternehmerin zwei große Lagerschuppen (Nr. 15 und 17) mit umfangreichen Krananlagen ausführen lassen, die kürzlich in Betrieb genommen worden sind.

Die beiden Schuppen, die hauptsächlich zur Lagerung von Baumwolle, Tabak und Kaffee dienen sollen, sind bei 66 m Breite 384 und 396 m lang mit einem Zwischenraum von 54 m (Abb. 1). Die an der Wasserseite vorhandene Laderampe von 5 m Breite und vier auf dem Kaigelände laufende Eisenbahngleise werden von 36 Halbportaldrehkranen überspannt, deren Laufschienen sich auf der Kaimauer und an der Traufe der Schuppen befinden. Auf der Landseite wird eine schmale Laderampe von zwei Eisenbahngleisen und einer Zufahrtstraße begleitet; die Eisenbahngleise auf beiden Schuppenseiten sind am östlichen Ende wie auch durch die Lücke zwischen beiden Gebäuden hindurch miteinander verbunden. Die dadurch bedingte Bogenform der Längswände an den Enden hat bei der Stahlkonstruktion und besonders bei der Kranlaufbahn nicht unerhebliche Verwicklungen zur Folge gehabt.

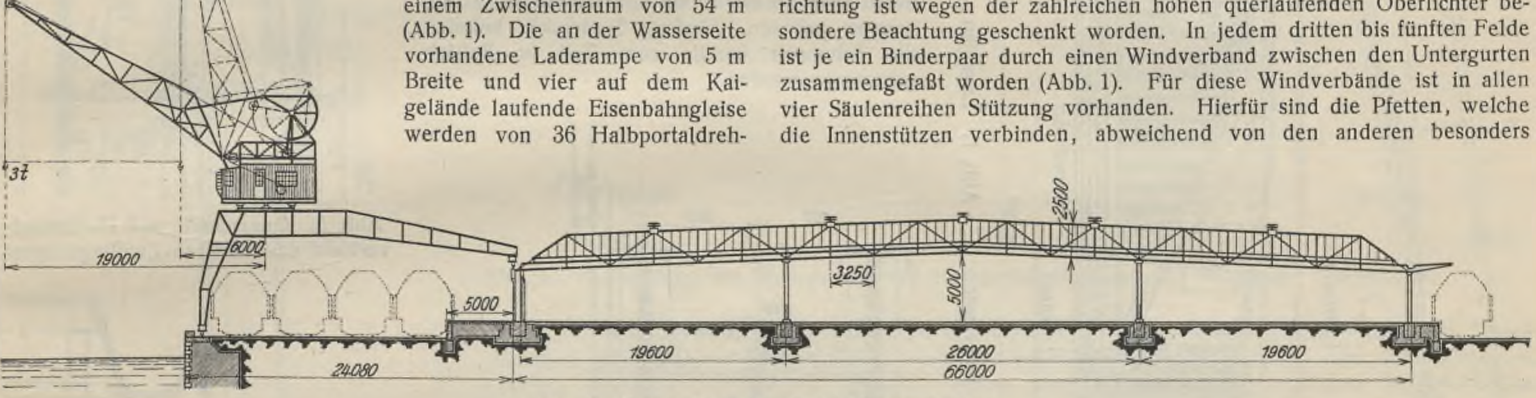


Abb. 2. Querschnitt durch die Gesamtanlage.

In den Drittelpunkten jedes Schuppens befinden sich auf der Landseite je zwei bis zur halben Gebäudetiefe reichende Höfe von 27 m Breite, von denen Brandmauern zur vorderen Längswand führen, so daß der Innenraum in drei etwa gleich große Abschnitte geteilt wird. An der Innenwand eines Hofes ist in jedem Schuppen ein Betriebsraum eingebaut. Die Längswände der Landseite und die Giebelwände sind einen Stein stark ausgemauert, die Hafenseiten werden durch leichte Schiebetore aus gepreßtem Stahlblech verschlossen.

Im Gegensatz zu älteren Schuppen, die meist mit Holztragwerken überdeckt wurden, ist hier durchweg Stahlkonstruktion zur Anwendung gekommen, die sonst erforderliche Sprinkleranlage konnte daher hier fortfallen.

Die Tragkonstruktion besteht aus Fachwerk-Parallelbindern von 2,5 m Höhe und 12,1 m Abstand, die durch zwei innere Stützenreihen in Spannweiten von 19,6—26—19,6 m geteilt werden (Abb. 2) und als Einzelbalken wirken. Unterzüge sind nicht vorhanden, um mit möglichst geringer Höhe des Innenraumes auszukommen. Bei der großen Stützenentfernung in Längs- und Querrichtung kommen auf jede Stütze rd. 400 m² Grundfläche.

Die durchlaufenden Gelenkpfetten (I 26) liegen in 3,25 m Abstand unmittelbar über dem Untergurt, die Binderpfosten sind daher zweiteilig ausgebildet. Auf den Pfetten liegen Holzsparren mit Schalung und doppelter Papplage, dem Quergefälle von 1:240 folgen auch die Binder, deren Unterkante in der Mitte rd. 5 m, an den Toren 3,65 m über Flur liegt. Dies verhältnismäßig geringe Maß ist für ausreichend erachtet worden, da die in Betracht kommenden Güter nicht hoch gestapelt zu werden pflegen.

Die Obergurte der Binder liegen in dem First der Oberlichter von 3,10 m lichter Breite, die unter 45° in kittloser Verglasung ausgeführt sind. Die Lichtbänder betragen im Grundriß etwa $^1/_4$ der Gesamtfläche. Die Sprossen stützen die Gurte gegen die tiefliegende Pfettenkonstruktion ab. Jedes Oberlicht trägt fünf Lüftungshauben.

Zur Aufnahme des Winddruckes in der Querrichtung sind die Außenstützen im Fundament eingespannt, die Innenstützen (I P 28) sind hierfür nicht in Anspruch genommen worden. Dem Winddruck in der Längsrichtung ist wegen der zahlreichen hohen querlaufenden Oberlichter besondere Beachtung geschenkt worden. In jedem dritten bis fünften Felde ist je ein Binderpaar durch einen Windverband zwischen den Untergurten zusammengefaßt worden (Abb. 1). Für diese Windverbände ist in allen vier Säulenreihen Stützung vorhanden. Hierfür sind die Pfetten, welche die Innenstützen verbinden, abweichend von den anderen besonders kräftig ausgeführt und in jedem zweiten Felde mit den Stützen zu Rahmen verbunden worden, die den auf sie entfallenden Anteil der Auflagerkraft des Windverbandes übertragen, die dazwischenliegenden Pfettenfelder sind eingehängte Träger. Da die wasserseitige Außenwand nur aus leichten Schiebetoren gebildet wird, müssen diese Stützen auch in der Längsrichtung biegungsfest sein, auf der Landseite ist die ausgemauerte Längswand zur Stützung der Windverbände geeignet.

Abb. 3 zeigt die besonders interessante bauliche Durchbildung der Stützen auf der Hafenseite mit der Auflagerung des Binders und Kranträgers. An einem oberhalb des Stützenprofils nach beiden Seiten auskragenden Blech sind innen der Binder (mit keilförmiger Unterlagsplatte) und der Torführungsträger befestigt, außen der Laufkranträger, der außerdem noch durch eine Konsole mit Zuglasche besonders gesichert ist. Zwischen Kranträger und Binderauflager befindet sich die große trapezförmige Rinne. An dem Pfosten, der vom Knotenblech des Binderauflagers ausgeht und nach dem ersten Obergurtknotenpunkt gehalten ist, ist ein 875 mm hoher leichter Blechträger angeschlossen, der als innerer Längsträger zur Stützung eines Laufsteges mit Geländer und der Schleifleitungen dient. Die beiden äußeren Längsträger dieser Betriebseinrichtungen werden von den Spitzen der beiden Konsolen getragen, die an dem erwähnten Pfosten angeschlossen sind. Als waagerechter Träger dient in der Ebene der oberen Konsole das Riffelblech des Laufsteges, in der unteren ein besonderer Horizontalverband.

Der Laufkranträger ist ein Gerberscher Balken von 0,85 m Steghöhe, der größte Raddruck beträgt 20 t. Bemerkenswert ist die Ausbildung der Kranbahn an der Lücke zwischen beiden Gebäuden, wo deren Wände sich von der geradeaus weiterlaufenden Kranbahn entfernen und diese über die Verbindungsgleise hinweg freitragend ausgebildet werden mußte. Hier sind Einzelstützen und Spannweiten bis über 20 m notwendig geworden, bei einer Bauhöhe, die mit Rücksicht auf die unterführten Gleise nur 30 cm betragen konnte. Es sind Zwillingsträger mit kleinen tief-

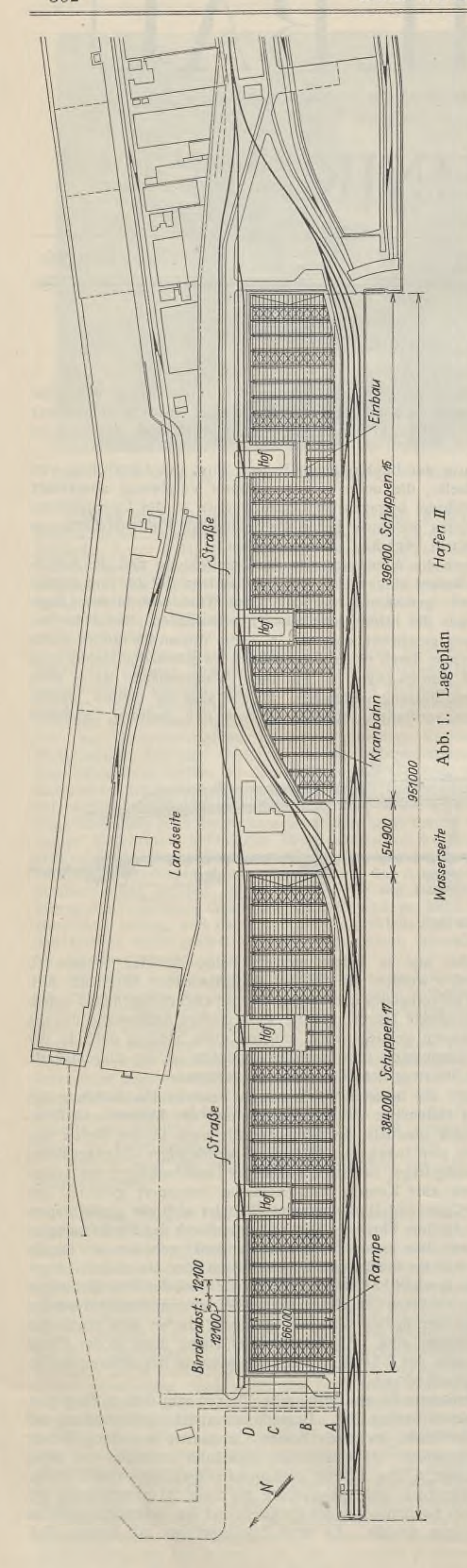
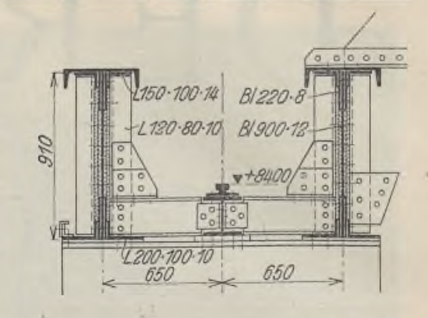


Abb. 1. Lageplan

liegenden Querträgern und einem Horizontalverband angeordnet worden, wie in Abb. 4 u. 5 dargestellt worden ist. Die gleiche Ausbildung zeigt die Kranbahn an der Spitze der Kaizunge.

Die Fundamente sind Betonklötze, die Stützen wurden 1 m tief in eine ausgesparte Öffnung gesteckt, die nachträglich ausgefüllt wurde, die größte Pressung des Baugrundes durfte nur 1,5 kg/cm² betragen. Mit dem Bau der Fundamente wurde im April begonnen, die Aufstellung der Stahlkonstruktion, deren Gewicht 4600 t betrug, nahm nur wenige Monate in Anspruch. Abb. 6 zeigt die beiden dabei verwandten Montagekrane.

Von besonderem Interesse war auch die Aufstellung der Krane von je 3 t Nutzlast bei 19 bis 6 m Ausladung, die nach der neuen Bauart der Einziehdrehkrane mit waagerechtem Lastweg entworfen sind und dadurch zu mehreren an einer Schiffsluke gleichzeitig arbeiten können. Die Winkelportale einerseits, Kranhaus und Ausleger anderseits, wurden auf einem Hafengleis auf Rollwagen in gegenläufigem, fließendem Arbeitsgange zusammengesetzt, worauf ein großer Schwimmkran erst die Portale auf die Kranschienen und hierauf die Kranhäuser mit Ausleger auf die Portale setzte. Von der MAN wurden 24 Stück dieser Krane gebaut, der Rest von 12 Stück wurde durch eine Bremer Firma nach denselben Zeichnungen geliefert. Anfang September konnten die Schuppen bereits zum Teil in Betrieb genommen werden.



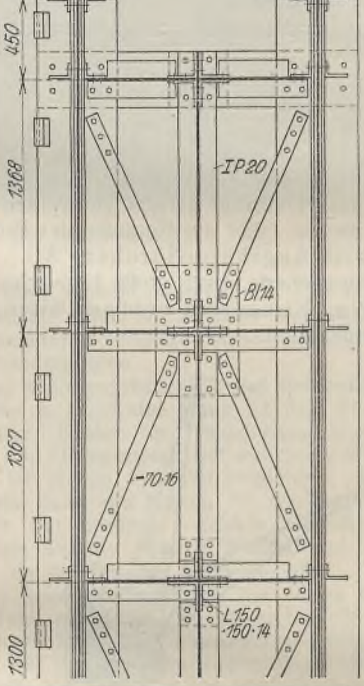


Abb. 5. Querschnitt und Horizontalverband des Laufkran-Zwillingsträgers.

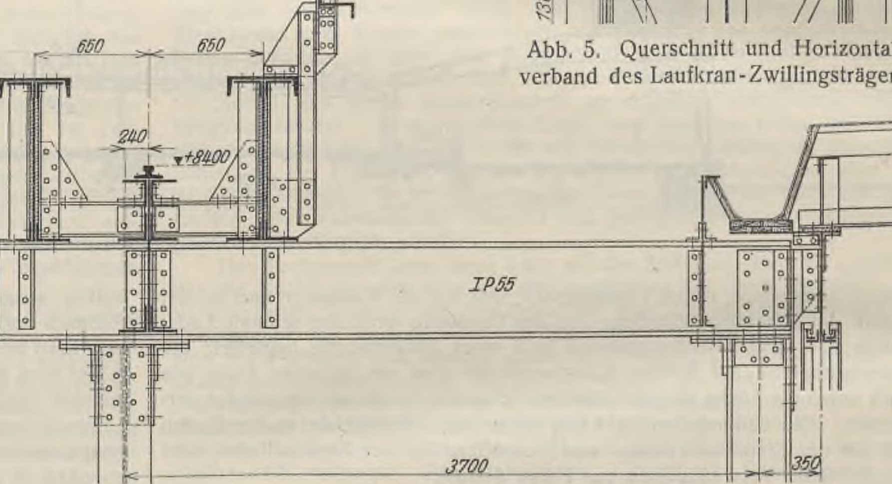
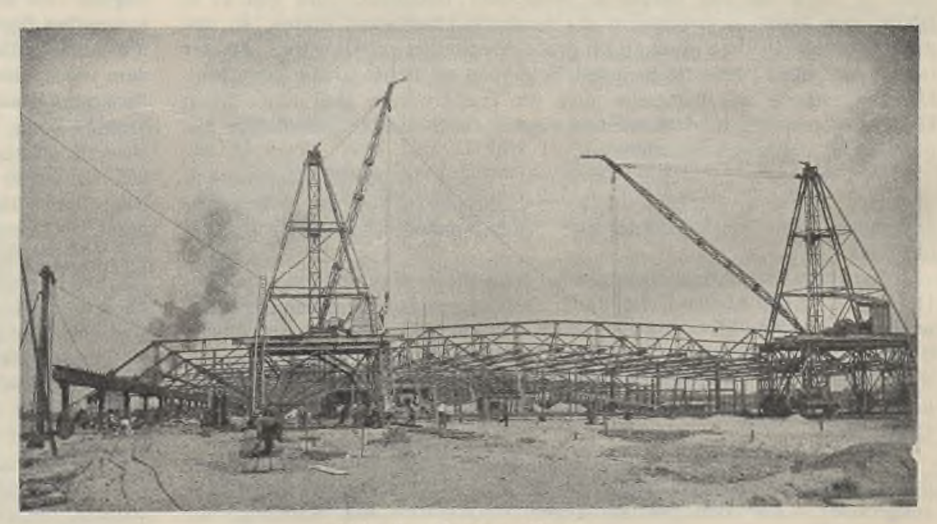


Abb. 4. Auflagerung des Laufkran-Zwillingsträgers.


Abb. 6. Montage-Krane.

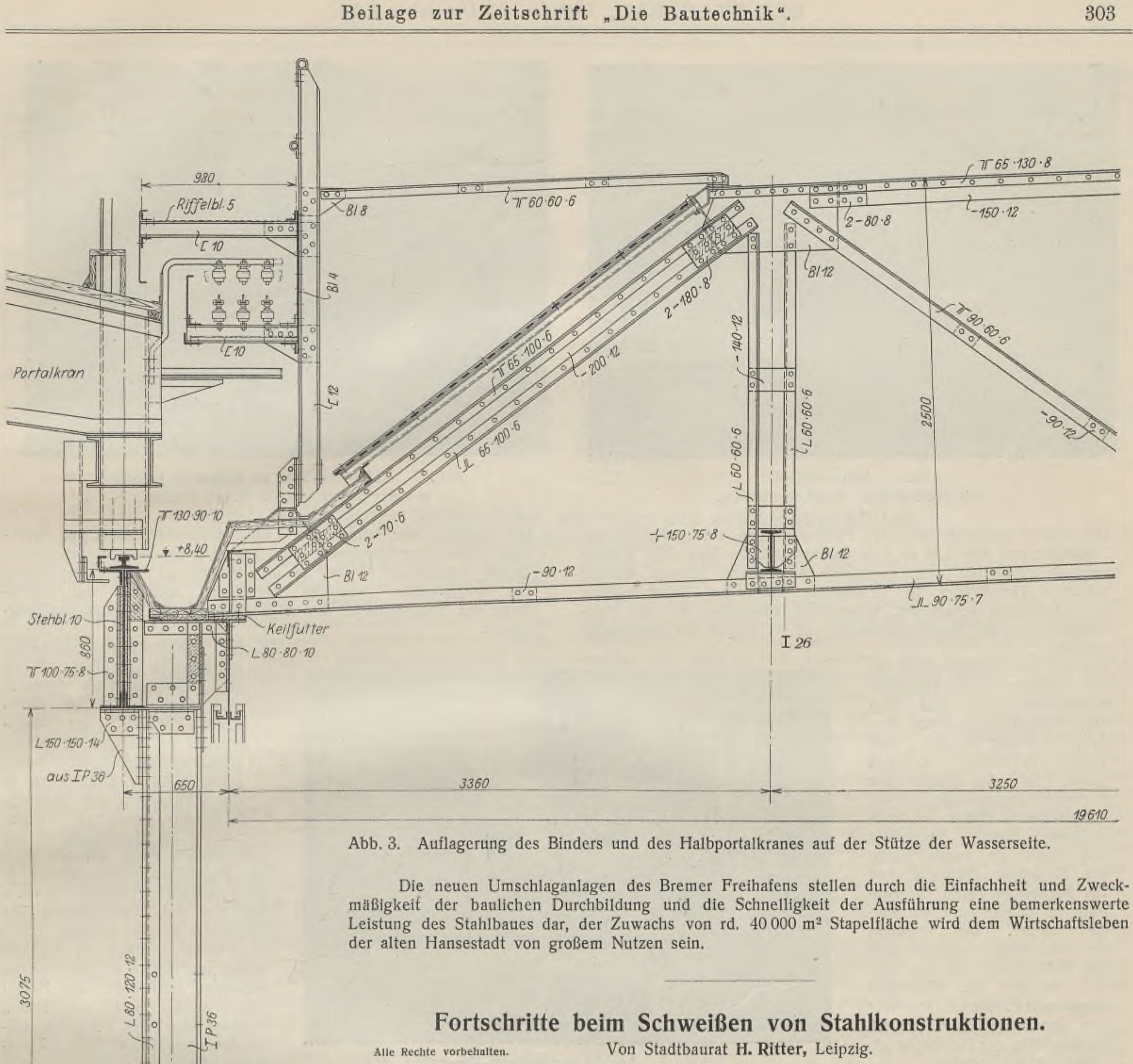


Abb. 3. Auflagerung des Binders und des Halbportalkranes auf der Stütze der Wasserseite.

Die neuen Umschlaganlagen des Bremer Freihafens stellen durch die Einfachheit und Zweckmäßigkeit der baulichen Durchbildung und die Schnelligkeit der Ausführung eine bemerkenswerte Leistung des Stahlbaues dar, der Zuwachs von rd. 40 000 m² Stapelfläche wird dem Wirtschaftsleben der alten Hansestadt von großem Nutzen sein.

Fortschritte beim Schweißen von Stahlkonstruktionen.

Alle Rechte vorbehalten.
Von Stadtbaurat **H. Ritter**, Leipzig.

Die Verbreitung, die der Stahlfachwerkbau in den letzten Jahren gefunden hat, erfährt zur Zeit eine Unterstützung durch die Einführung der Schweißung von Konstruktionsteilen. Durch systematische Einführung des Schweißverfahrens, insbesondere der Lichtbogenschweißung, können bei Stahlkonstruktionen Gewichtsersparnisse von 10 bis 30 % erzielt werden. Wenn auch diese Ersparnisse heute noch durch die Mehrkosten des Schweißens teilweise aufgesogen werden, so ist doch bei rationeller Durchführung der einzelnen Arbeitsvorgänge damit zu rechnen, daß künftighin ein wesentlicher Anteil der Gewichtsersparnis sich in Kostenersparnis umsetzt. Nach den Versuchen, die gemeinsam vom Deutschen Stahlbau-Verband und der Reichsbahn in den Materialprüfungsämtern Dresden und Dahlem durchgeführt werden, ist die Sicherheit einer gut geschweißten Konstruktion nicht geringer als die einer genieteten.

Dem Schweißen der Stahlkonstruktionen stehen heute in Deutschland noch manche Baupolizeibehörden zurückhaltend gegenüber, weil noch keine allgemein gültigen Normen zur Prüfung von Schweißarbeit aufgestellt sind. In Leipzig ist man auf diesem Gebiete weiter fortgeschritten und hat die Schweißung von Konstruktionen, die nicht sehr stark belastet sind, durchgeführt (vgl. Abb. 1).

Der Architekt wird neben den wirtschaftlichen Erfolgen, die man aus dem Schweißen der Stahlkonstruktion erhofft, in diesem neuen Verfahren auch ästhetische Möglichkeiten sehen. Es ist klar, daß die Stahlkonstruktionen durch das Schweißverfahren wesentlich eleganter und klarer gestaltet werden können, als dies unter Zuhilfenahme der vielen Knotenbleche und Nietköpfe möglich war. Des weiteren kann sicher damit gerechnet werden, daß bei Stahlfachwerkbauten die Verbindung des Stahlfachwerks mit dem Ausfachungsmaterial einfacher und sicherer gestaltet werden kann, wenn das Stahlfachwerk ohne Verwendung von Knotenblechen und Nieten zusammengefügt wird.

Für den Ingenieur ergeben sich, wie aus Abb. 2 bis 5 der Luppenbrücke in Leipzig hervorgeht, auch noch andere Möglichkeiten. Bei der Herstellung dieser Brücke waren folgende Gesichtspunkte wesentlich und maßgebend:

Die Zugangstraße überschreitet mit 15,0 m lichter Brückenöffnung und 6,24 m lichter Brückenweite, wovon 3,5 m auf die Fahrbahn entfallen, die Luppe.

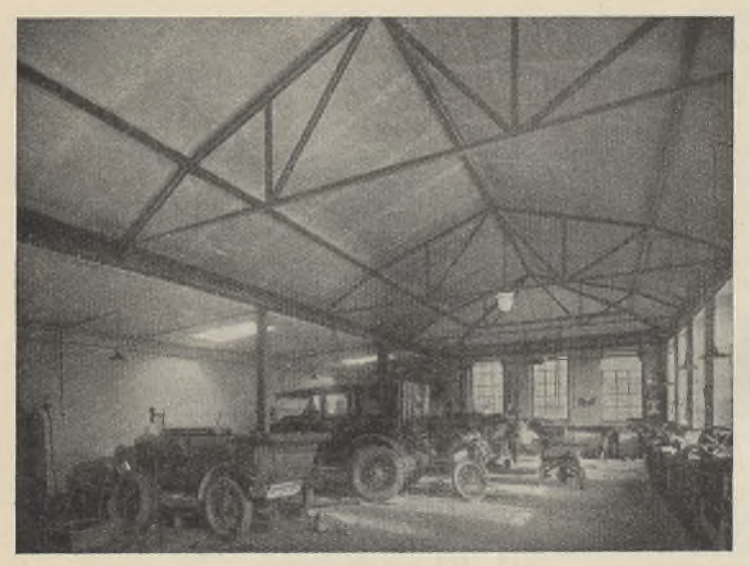


Abb. 1. Automobilhalle mit geschweißter Stahlkonstruktion.

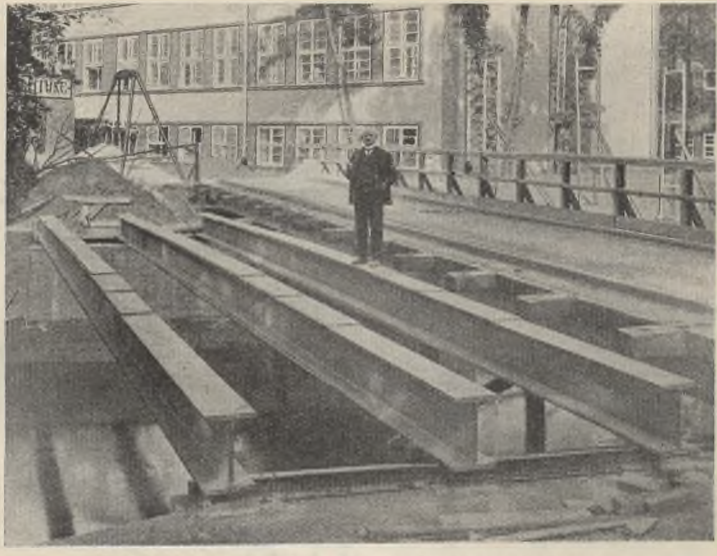


Abb. 2. Notbrücke über die Luppe in Leipzig mit der Trägerlage der neuen Brücke.

a) Die Untergrundverhältnisse des Flußbettes (bis 4 m tiefe, weiche Flußsohle und nur 1,40 m freie Durchgangshöhe über dem Wasserspiegel) erforderten eine gerüstlose Ausführung. Darum wurden stählerne Hauptträger in Verbindung mit einer Fahrbahnplatte aus Eisenbeton verwendet, wobei die Schalungen für die Fahrbahnplatte an die Träger angehängt und die Träger mit einbetoniert wurden.

b) Bei der Herstellung mußte auf die Verkehrs- und Transportverhältnisse zum und vom Bau Rücksicht genommen werden. Darum wurden fünf Träger verwendet, so daß zuerst die eine Hälfte der Notbrücke abgebrochen und die entsprechende Hälfte der endgültigen Brücke hergestellt und darauf die zweite Hälfte der Notbrücke beseitigt und die zugehörige Hälfte der endgültigen Brücke errichtet werden konnte. Der Transport der Hauptträger erfolgte über die Notbrücke. Von hier wurden sie auf die Widerlager abgeschoben, worauf nunmehr von den Hauptträgern aus die Gerüstpfähle der Notbrücke gezogen werden konnten.

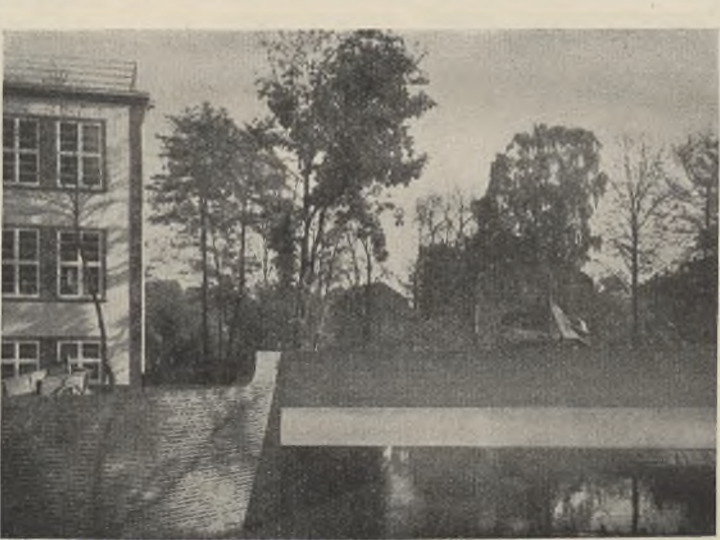


Abb. 5. Ansicht der fertigen Brücke.

c) Die Bauhöhe war infolge der Geländedifferenzen und der Forderung einer Durchfahrthöhe von rd. 1,40 m äußerst beschränkt. Darum wurden I P 45 mit je drei Platten als Träger verwendet. Die wegfallenden Nietköpfe gestatteten auch in der Ausbildung der Fahrbahntafel eine Herabsetzung der Betonüberdeckungstärke.

d) Die zur Verfügung stehenden Mittel waren beschränkt. Durch die Anwendung des Schweißverfahrens wurden im vorliegenden Falle 10 % des Stahlgewichtes und 14 % der Stahlkonstruktionskosten erspart. Gleichzeitig konnten Erfahrungen in der Anwendung des Schweißverfahrens gesammelt werden.

Durch die Herstellung in der angegebenen Form konnten auch die architektonischen Belange in Übereinstimmung mit dem Gesamtbau und der Ufereinfassung des Schulhofes gewahrt werden.

Die Brücke wurde für 10-t-Lastwagen und 500 kg/m² gleichmäßige Belastung berechnet. Als Hauptträger wurden in 1,5 bzw. 1,65 m Abstand fünf Stück I P 45 mit aufgeschweißten Platten 300 · 15 verwendet. Um in der Durchführungs-

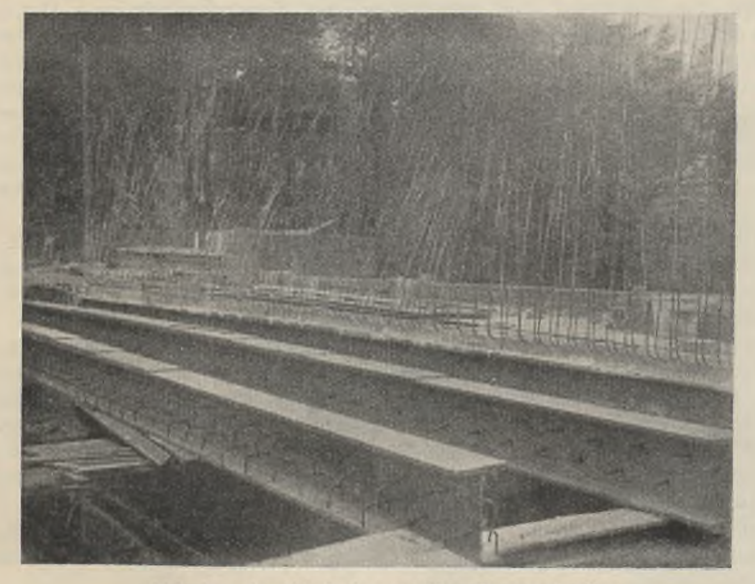


Abb. 3. Anschluß der zweiten Brückenhälfte an die erste.

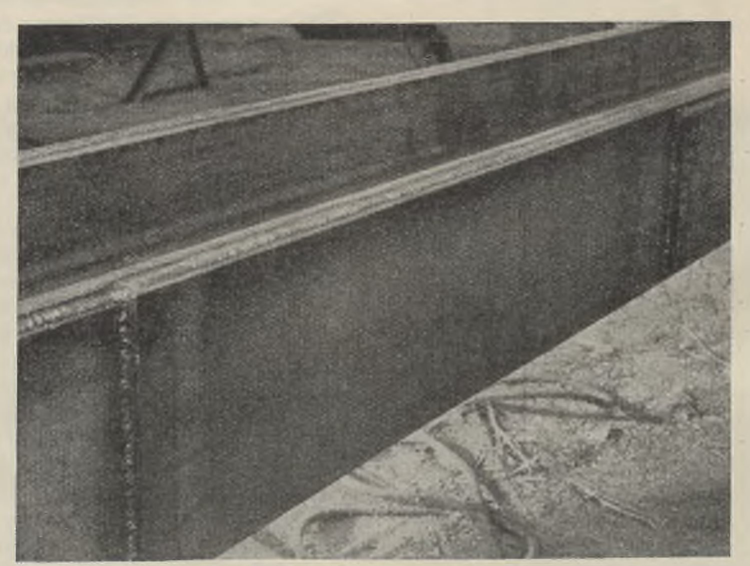


Abb. 4. Ansicht der waagerechten Vollnaht und der vorläufigen senkrechten Heftnaht.

möglichkeit für Rohrleitungen nicht behindert zu sein, erhielten die Träger keine Querversteifungen, sondern sie wurden bis zur Unterkante einbetoniert und die Fahrbahntafel als biegungsteife kontinuierliche Platte, welche keine wesentlichen Drehmomente auf die Träger zuläßt, ausgebildet.

Für die Bestimmung der Plattenlängen wurde M_{max} auf eine Strecke 0,15 l in der Mitte als Gerade und daran anschließend der Momentenabfall als Parabeläste angenommen. Zu den rechnungsmäßigen Längen wurden reichliche Zuschläge gemacht.

Die rechnungsmäßige Durchbiegung beträgt 31 mm. Die größte Beanspruchung ist hierbei 833 kg/cm². Den Hauptträgern wurde eine Überhöhung von 35 mm gegeben, so daß sie nach Herstellung der Brücke wieder eine ebene Untersicht besitzen.

Für die Bestimmung der Schweißnahtspannung wurden die größten Querkräfte in den Endpunkten der Platten ermittelt und die durch die innerste Anschlußnaht zu übertragende Schubkraft für die Längeneinheit nach $H = Q \cdot \frac{S}{J}$ bestimmt. Die Übertragung erfolgt durch zwei Randnähte mit den Nahtspannungen: 60 — 65,5 — 53 kg/cm². Bei 400 kg/cm zulässiger Beanspruchung für Kraftnähte hätte es genügt, in Abständen von $\frac{400}{65,5}$ = rd. 6 cm je 1 cm Kraftnaht und 6 — 1 = 5 cm Heftnaht zu schweißen. Im vorliegenden Falle ist zunächst noch die ganze Naht als Kraftnaht geschweißt worden. Der Raum für die Schweißnähte wurde auf beiden Seiten durch 10 mm Breitenunterschied der Platten gebildet, und zwar wurde z. B. bei den äußersten Trägern die obere Platte durch eine V-Raupe an die zweite und diese zusammen mit der ersten durch eine volle 10/15 mm Anschlußnaht angeschlossen (Abb. 4), bei den mittleren Trägern umgekehrt.

Die Lichtbogenschweißung wurde durch eine Spezialfirma ausgeführt.

Abb. 2 zeigt die verlegten Träger mit der halben Notbrücke, Abb. 3 den Anschluß der zweiten Brückenhälfte an die erste, Abb. 4 die Vollnaht (waagerecht) und die vorläufige Heftnaht (senkrecht) und Abb. 5 die Ansicht der fertiggestellten Brücke.

Entwurf und Bauleitung lagen in den Händen des städtischen Hochbauamtes Leipzig.

Die hier veröffentlichten Konstruktionen stellen erstmalige Versuche auf einem Gebiete dar, das noch ungeahnte Möglichkeiten birgt. Es steht zu hoffen, daß durch das weitere verständnisvolle Zusammenarbeiten von Architekt und Ingenieur, von Industrie und Behörde auf diesem Gebiete rasche und wirtschaftliche Fortschritte gemacht werden.

Verstärkung einer Stahlbrücke mit Hilfe des Schweißverfahrens.[1]

Alle Rechte vorbehalten.

Von Geheimrat **Wernekke.**

Die London & Nordost-Eisenbahn hat nach Berichten in mehreren englischen Fachblättern wertvolle Versuche an einer bestehenden Brücke, sie mit Hilfe des Schweißverfahrens zu verstärken, angestellt. Der Arbeit an der Brücke selbst ging ein Versuch an einem Träger voraus, der in der Mitte geteilt wurde und dessen eine Hälfte unversehrt gelassen wurde, während bei der anderen der Zuggurt durchgeschnitten und sonst beschädigt wurde. Diese Hälfte wurde alsdann mit Hilfe des Schweißverfahrens wieder ausgebessert, und beide Hälften wurden bis zum Bruch belastet. Die unversehrte Hälfte hielt 53 t, die andere 54 t aus, war also etwas tragfähiger als jene. Dieses Ergebnis hatte den Entschluß zur Folge, eine Brücke unter einem Eisenbahngleis durch Aufschweißen von Verstärkungen neuzeitlichen Lasten anzupassen. Vor Beginn der Arbeiten wurde die Brücke mit einem Spannungsmesser eingehend untersucht. Die Gurtplatten, die auf die Obergurte der Hauptträger aufgelegt werden sollten, wurden zunächst an den Punkten, wo auf den vorhandenen Gurtungen die Niete sitzen, mit Löchern von 38 mm Durchmesser versehen, so daß die Bleche satt auf die alten Träger aufgelegt werden konnten. Durch diese Löcher hindurch wurde das Verstärkungsblech mit der alten Gurtung verschweißt, und außerdem wurde eine Flankenkehlnaht aufgeschweißt, die über die ganze Länge verläuft. Um diese Naht anbringen zu können, war die Breite dieser Auflage etwas schmäler als die der alten Gurtplatte gewählt worden, so daß die letztgenannte auf jeder Seite etwa 12 mm überstand. Ebenso war die zweite Auflageplatte gegen die erste abgetreppt. Außer durch eine Kehlnaht auf ihrer ganzen Länge wurde die zweite Platte durch eine Naht in der Mitte mit der ersten verbunden, indem in ihrer Mittelachse eine Anzahl Löcher gebohrt wurden, in denen das Verschweißen stattfand. Diese Löcher wurden dann, um das Eindringen von Nässe zu verhüten, mit eisernen Kappen abgedeckt, die ebenfalls aufgeschweißt wurden.

Die Untergurte erhielten nur eine Verstärkungsplatte. Da diese unter das Gurtblech zu liegen kommt, wurde sie 25 mm breiter als jene gemacht, so daß auch hier beiderseits eine überstehende Fläche zur Anbringung einer Kehlnaht geschaffen wurde. Auf die Querträger wurden Verstärkungen zwischen den beiden Nietreihen aufgelegt.

Vor und nach diesen Arbeiten wurde dieselbe Lokomotive zu Belastungsproben verwendet. Es ergaben sich nach der Verstärkung geringere Spannungen als vorher mit Ausnahme von fünf Punkten. Da von diesen vier unmittelbar außerhalb der Enden der Verstärkungen liegen, schob man die Schuld daran, daß hier keine günstigere Spannungsverteilung erreicht worden war, auf die plötzliche Querschnittsänderung und gewann die Überzeugung, daß man solche Sprünge im Querschnitt vermeiden, vielmehr für einen allmählichen Übergang sorgen müsse. Die Ergebnisse dieser Prüfung wurden immerhin als so günstig angesehen, daß man sich nunmehr an eine Verstärkung der Fahrbahn, ebenfalls durch Aufschweißen von Blechen, machte. Diese Arbeit schien einfach, es ergaben sich aber bei der Ausführung doch gewisse Schwierigkeiten. Nachdem die ersten Verstärkungen aufgebracht worden waren, wurden wieder Belastungsproben vorgenommen, und diese zeigten einen unregelmäßigen Verlauf der Spannungen. Man führte dies auf die beim Schweißen auftretende Erwärmung der Teile und ihre dadurch verursachte Ausdehnung zurück. Zu Bedenken gaben diese Erscheinungen jedoch keinen Anlaß, da man einen Stahl mit niedriger Elastizitätsgrenze bei hoher Bruchgrenze gewählt hatte. Man legte nur bei den späteren Arbeiten besonderen Wert auf sorgfältige Ausführung der Schweißnaht. Die Verstärkungsteile wurden auf die alten Teile aufgeklemmt und zunächst durch Punktschweißung von 30 zu 30 cm Abstand mit jenen verbunden. Die Zwischenräume wurden dann in Abschnitten von 15 cm Länge durch eine Kehlschweißnaht ausgefüllt, wobei man nach jedem Abschnitt erst die Abkühlung abwartete, ehe der nächste Abschnitt bearbeitet wurde. Nachdem die Schlacke beseitigt worden war, ging man nochmals mit der Schweißvorrichtung über die Naht hin, so daß diese nunmehr ihre volle Stärke erhielt. Auch jetzt zeigten sich noch Unregelmäßigkeiten in der Spannungsverteilung, doch gewann man die Überzeugung, daß die Tragfähigkeit der Brücke erhöht oder die Spannung in den einzelnen Teilen vermindet war.

Die Ausführung der Schweißarbeiten zur Verstärkung einer alten Brücke ist nicht ganz einfach. Die neuen Teile an die alten anzupassen, macht einige Schwierigkeiten; die alten Teile sind häufig schwer zugänglich, sind meist verschmutzt, zuweilen auch beschädigt. Die ganze Arbeit muß am Bauwerk selbst ausgeführt werden, vorbereitende Arbeiten in der Werkstatt sind nur in beschränktem Umfang möglich. Am schwierigsten ist dabei die Herstellung der Lehre, nach der die Löcher in den Verstärkungsblechen zur Aufnahme der Nietköpfe der alten Träger gebohrt werden sollen. Da die Arbeiten meist durch den Betrieb erschwert werden, müssen sie schnell ausgeführt werden, und es ist zweckmäßiger, eine größere Anzahl Schweißer kurze Zeit arbeiten zu lassen als eine kleinere Anzahl längere Zeit. Diese Arbeiter müssen ausgewählte Leute sein, denn von ihrer Zuverlässigkeit hängt das Gelingen der Arbeit weitgehend ab. Trotz der Schwierigkeiten, deren Überwindung natürlich Geld kostet, halten die Kosten für die Verstärkung einer Brücke mit Hilfe des Schweißverfahrens den Vergleich mit denjenigen aus, die bei Anwendung anderer Verfahren zum gleichen Zweck dienen.

[1]) Vgl. „Stahlbau" 1929, Heft 22, S. 264.

Alle Rechte vorbehalten.

Südamerikanische Brücken.

Von **L. Heieck**, Essen.

(Fortsetzung und Schluß aus Heft 20.)

II. Eisenbahnbrücken.

Am Bau der Eisenbahnbrücken beteiligen sich, wie bei den Straßenbrücken, der Staat und die Privatwirtschaft. Hinsichtlich der Spurweite und der Belastung herrscht große Mannigfaltigkeit. Die gebräuchlichsten Spurweiten sind 3' (= 914 mm) und 3½' (= 1067 mm). Neuerdings finden die Cooperschen Lastenzüge für die Berechnung der Brücken immer mehr Eingang. Die Republik Peru hat seit Jahresfrist besondere Vorschriften für den Bau von Brücken herausgegeben, die neben Belastungsangaben für Straßenbrücken je zwei Lastenzüge für die Biegungsmomente und die Querkräfte zur Berechnung von Eisenbahnbrücken enthalten. Im übrigen sollen nach diesen Bestimmungen die Stahlbrücken, welche in Deutschland angefertigt werden, nach den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn und die, welche in den Vereinigten Staaten hergestellt werden, nach den dort maßgebenden Bestimmungen ausgeführt werden.

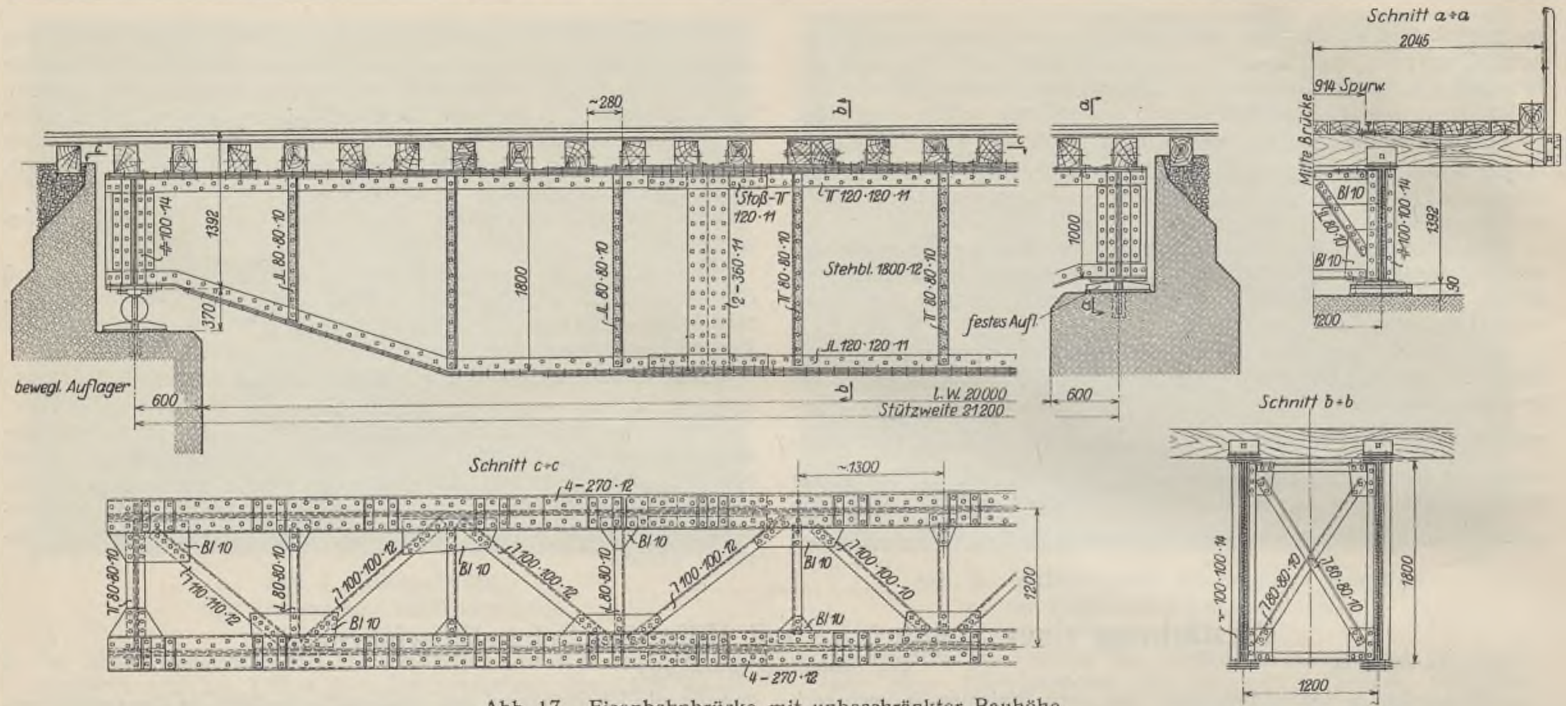


Abb. 17. Eisenbahnbrücke mit unbeschränkter Bauhöhe.

In nachstehendem sind einige Eisenbahnbrücken, die von der Eisenbau Essen G. m. b. H. in Essen für Peru ausgeführt wurden, näher beschrieben:

Zwei Brücken von gleicher Stützweite und gleicher Belastung, jedoch die eine mit unbeschränkter und die andere mit beschränkter Bauhöhe.

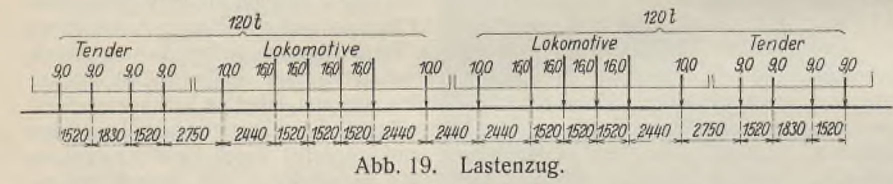


Abb. 19. Lastenzug.

Abb. 17 zeigt die Ausführung mit unbeschränkter Bauhöhe. Stützweite 21,20 m. Da genügend Bauhöhe zur Verfügung stand, wurde die ganze Tragkonstruktion unter die Fahrbahn gelegt und aus zwei vollwandigen Hauptträgern nebst Queraussteifungen und oberem Verband, sowie den Auflagern gebildet. Die hölzernen Querschwellen liegen im lichten Abstande von nur rd. 28 cm unmittelbar auf den Hauptträgern. Die enge Schwellenteilung ist bedingt durch die sehr leichten Eisenbahnschienen von 4" Höhe, die daselbst Verwendung gefunden haben. Mit Rücksicht auf die Standsicherheit mußte die Hauptträgerhöhe nach den Auflagern hin verjüngt werden. Die Brücke dient gleichzeitig dem Straßenverkehr, zu welchem Zwecke sie einen Belag erhalten hat, der mit Oberkante Schiene bündig liegt. Die Ausführung erfolgte in St 37. Das Gewicht beträgt einschließlich der Stahlgußauflager nur 23,0 t.

Abb. 18 zeigt die Ausführung mit beschränkter Bauhöhe. Bei dem vorgeschriebenen Maß von 0,94 m für die Bauhöhe mußten auch die Längsträger zwischen die Querträger gelegt werden. Die Ausführung geschah in der bei uns üblichen Weise. Als Baustoff wurde St 37 verwandt. Das Gewicht betrug infolge des Hinzutretens von Längs- und Querträgern und des größeren Verbandes, einschließlich der Auflager, 36,7 t. Das Mehrgewicht gegenüber der ersteren Ausführung beträgt demnach 13,7 t = $\sim$ 60 %. Die Berechnung erfolgte für den Lastenzug nach Abb. 19, sonst gemäß den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn. Die Ausführung der beiden Brücken erfolgte in den Jahren 1928/29.

Abb. 20 zeigt die Ausführung einer Fachwerkbrücke von 39,20 m Stützweite und unbeschränkter Bauhöhe ebenfalls für Peru. Bei dieser großen Stützweite konnte der Abstand der Hauptträger mit Rücksicht auf die Quersteifigkeit nicht so klein gewählt werden, daß die Schwellen ihr Auflager umstellbar auf den Hauptträgern finden konnten, und so mußten hier für die Lastübertragung noch Längs- und Querträger an-

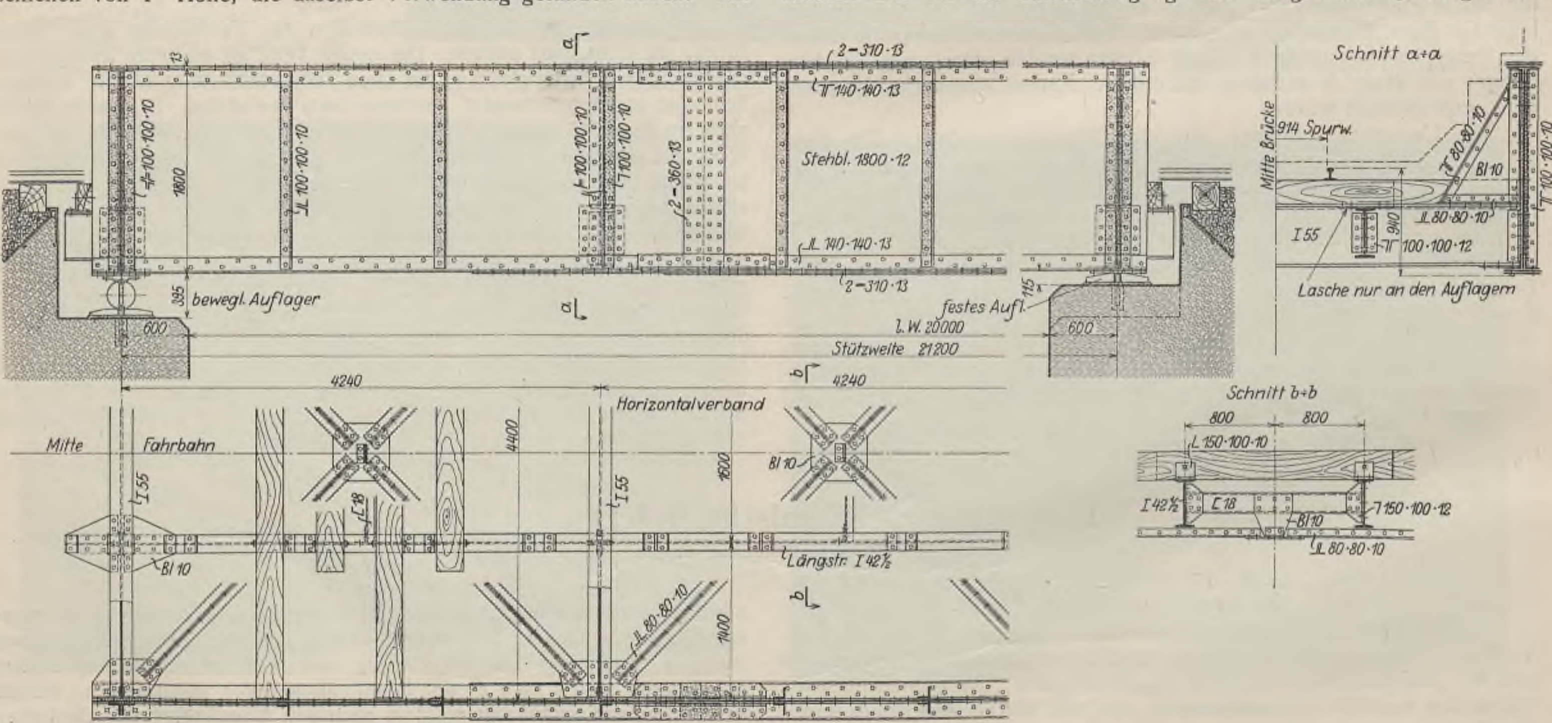


Abb. 18. Eisenbahnbrücke mit beschränkter Bauhöhe.

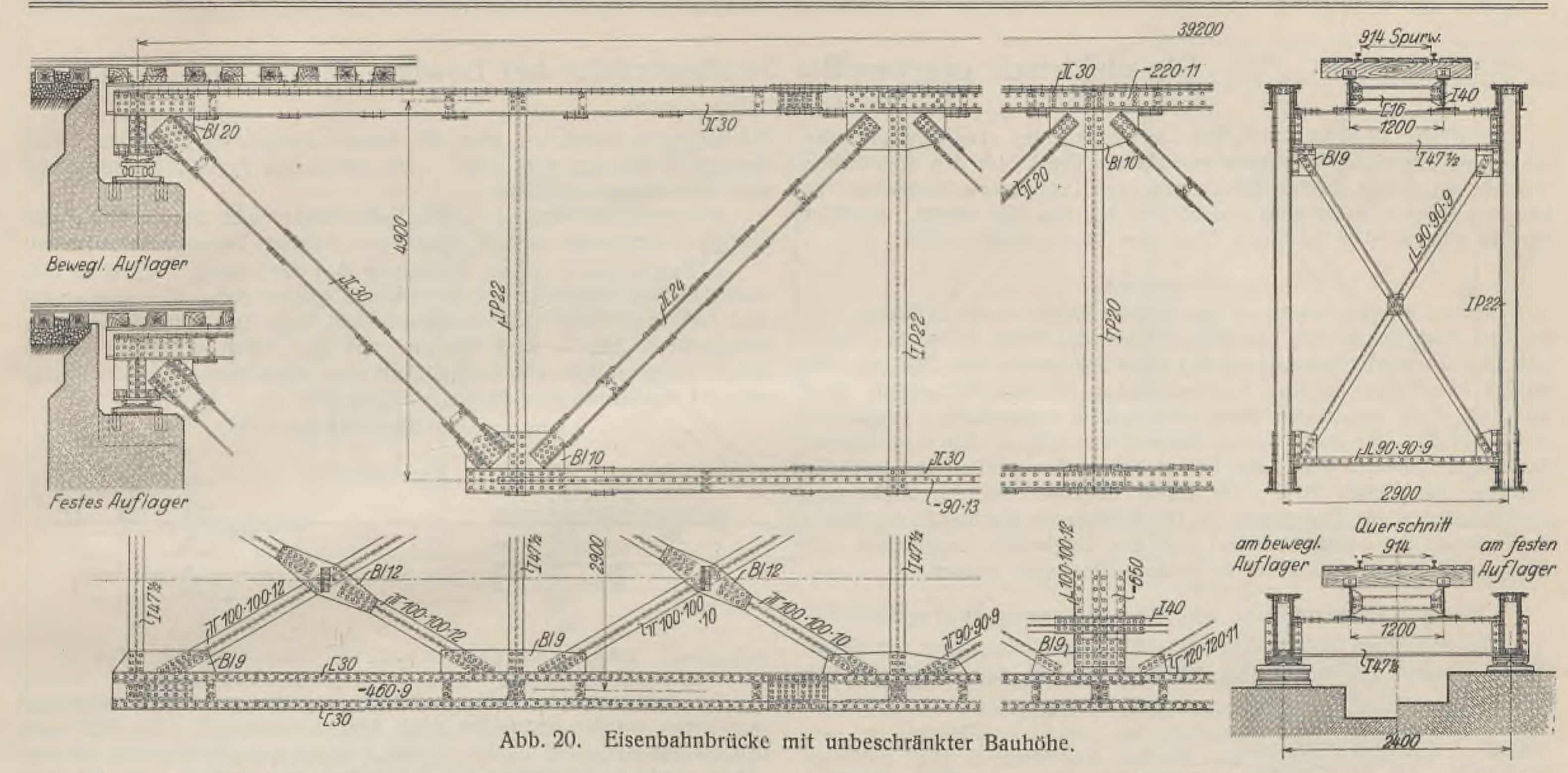


Abb. 20. Eisenbahnbrücke mit unbeschränkter Bauhöhe.

geordnet werden. Der Abstand der Hauptträger beträgt 2,90 m. Die Fahrbahn ist etwas versenkt angeordnet (Querschnitt Abb. 20), um glatte Querträgeranschlüsse zu erhalten und um die Auflagerkräfte des Windverbandes unmittelbar in die Auflager leiten zu können. Die Brücke besitzt nur einen oberen Windverband und senkrechte Querverbände in jeder Pfostenebene. Der Bremsverband wird durch einen unsymmetrischen mit den Gurtwinkeln nach unten waagerecht angeordneten Blechträger gebildet. Die Ausführung erfolgte in St 37 für den in Abb. 22 dargestellten Lastenzug im Jahre 1927. Das Gewicht beträgt 61 t.

Bei der in Abb. 21 dargestellten Fachwerkbrücke war die Bauhöhe beschränkt und zu 1,20 m angegeben. Die Stützweite beträgt 31,20 m. Die wirtschaftlichste Ausführungsart war hier gegeben in einer Trogbrücke. Der Abstand der Hauptträger beträgt 4,7 m, die Feldweite 3,90 m. Die Brücke besitzt einen unteren Wind- und Bremsverband. Zwischen den Längsträgern befindet sich ein lotrecht stehender Schlingerverband, der seine Kräfte an die Kreuzknoten des Windverbandes abgibt.

Die Ausführung dieser Brücke erfolgte ebenfalls für den Lastenzug Abb. 22 gemäß den Grundsätzen der Deutschen Reichsbahn, jedoch in

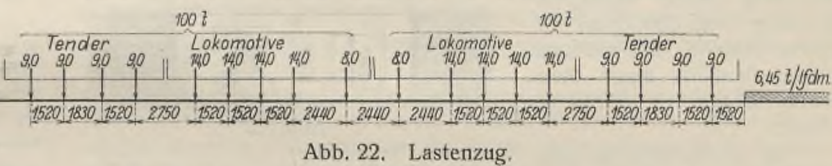


Abb. 22. Lastenzug.

St 48. Erbaut wurde die Brücke im Jahre 1926. Das Gesamtgewicht, einschließlich der Stahlgußlager, beträgt 43 t.

Sämtliche Brücken wurden im Auftrage der Peruanischen Regierung hergestellt.

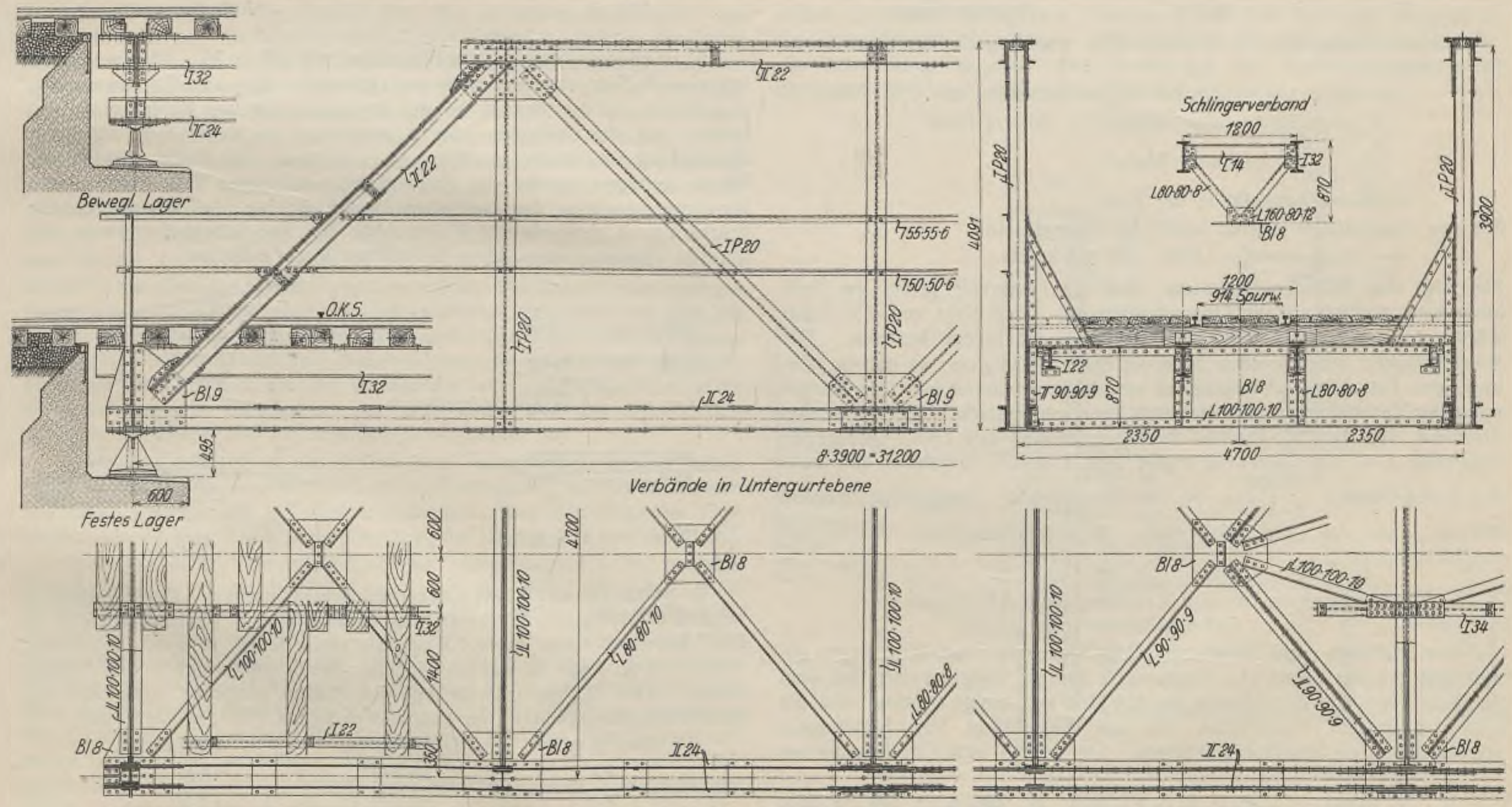


Abb. 21. Eisenbahnbrücke mit beschränkter Bauhöhe.

Alle Rechte vorbehalten.

Die elektrisch geschweißte Straßenbrücke bei Lowicz.

Von Dipl.-Ing. W. Boos, Berlin.

Im Winter 1928/29 wurde bei Lowicz in Polen eine Straßenbrücke erbaut, die die erste vollständig geschweißte Brücke für den öffentlichen Verkehr ist. Prof. Stefan Bryla von der Technischen Hochschule in Lemberg, der den Entwurf ausarbeitete und den Bau leitete, berichtet darüber eingehend in Le Génie Civil vom 14. September 1929.[1])

Allgemeines.

Die Brücke von Lowicz ist eine Straßenbrücke erster Ordnung. Sie liegt im Zuge der großen über Posen führenden Straße Warschau—Berlin und überquert den Sludwia-Fluß mit einer Spannweite von 27,00 m. Die beiden Hauptträger sind als Fachwerkbalken mit parabelförmigem Obergurt mit einer maximalen Höhe von 4,30 m ausgebildet. (Verhältnis $h:l = 1:6{,}28$.) Sie haben einen Abstand von 6,76 m. Die Gesamtbreite der Brücke einschließlich der 1,60 m auf beiden Seiten auskragenden Fußwege mißt etwa 11 m. Die unten liegende Fahrbahn besitzt eine Fahrbahndecke aus Eisenbeton. — Die Ausführung war der Firma Rudzki in Warschau in Zusammenarbeit mit der belgischen Gesellschaft „La Soudure Électrique Autogène" in Brüssel übertragen worden.

Belastungsannahmen und Berechnungsgrundlagen.

Die polnischen Vorschriften von 1925 des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten setzen für den vorliegenden Fall eine Nutzbreite von 6,20 m fest, die als belastet anzusehen ist. Dieses Maß enthält $2 \times 0{,}40$ m Schrammbordbreite. Als Regellast gilt eine 20-t-Dampfwalze, deren Belastungsfläche zu $2{,}50 \times 6{,}00$ m angenommen wird. Vor und hinter der Walze wird eine Belastung durch Menschengedränge mit 500 kg/m² angesetzt (Abb. 1). Die Fußwege gelten ebenfalls durch Menschengedränge mit 500 kg/m² belastet.

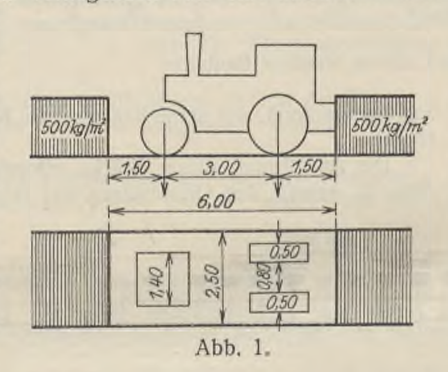


Abb. 1.

Der verwendete Baustahl entspricht ungefähr unserem St 37; er soll 38 bis 42 kg/mm² Festigkeit besitzen und mindestens 20 % Dehnung aufweisen.

Die zulässigen Beanspruchungen sind nach den angeführten Vorschriften bestimmt zu

$R_a = 900 + 3\,L = 981$ kg/cm² für die Hauptträger

$R_e =$ 815 „ „ „ Fahrbahnträger.

Die Scherfestigkeit der Schweißnähte wurde nach der Formel von Bryla berechnet:

$K_c = (K_o - \mu\, h)\, h$ in kg/cm lfd. Naht, wo

K_c = zulässige Scherfestigkeit je lfd. cm Naht

$\left.\begin{array}{l} K_o = 640 \\ \mu = 80 \end{array}\right\}$ konstante Werte

h = Schenkelhöhe der Naht.

Mit den eingesetzten Werten lautet die Formel also

$$K_c = (640 - 80\,h)\,h \text{ kg/cm.}$$

Sie trägt der Tatsache Rechnung, daß die Festigkeit je lfd. cm Naht langsamer wächst als die Querschnittfläche. Eine Naht von 6×6 mm würde z. B. ein $K_c = (640 - 80 \cdot 0{,}6)\, 0{,}6 = 355$ kg/cm besitzen. Die Bruchfestigkeit einer solchen Naht ist etwa 1200 kg/cm, so daß im vorliegenden Falle ein Sicherheitsgrad von 3,38 vorhanden ist. Die Berechnung der Verbindungen gestaltet sich dann sehr einfach. Für den unteren Anschluß der aus ⊐⊏-Profilen bestehenden und mit 56,5 t gezogenen Diagonale 1—2 am Knoten 2 ergibt sich z. B. bei Annahme von zwei 6×6-mm-Nähten $\frac{56\,500}{2 \cdot 355} = 80$ cm Schweißnaht. Ausgeführt wurden 104 cm, so daß die tatsächliche Beanspruchung nur $28\,250 : 104 = 270$ kg/cm ist.

Bedingungen für die Prüfung und Abnahme der Schweißarbeiten.

Die Prüfungs- und Abnahmebedingungen, die von Prof. Bryla gemeinsam mit der Firma „La Soudure El. Autog." ausgearbeitet und vom polnischen Minister der öffentlichen Arbeiten genehmigt wurden, sind die ersten offiziellen Vorschriften für die Ausführung von Lichtbogenschweißungen an Stahlkonstruktionen. Sie stützen sich im wesentlichen auf belgische Versuche, über die bereits einiges im „Stahlbau" 1929, Heft 16, S. 185, berichtet wurde. Die polnischen Vorschriften seien hier ganz kurz zusammengefaßt.

Für sämtliche Proben sollen Kesselbleche von 38 bis 42 kg/mm² Festigkeit verwendet werden. Damit sind folgende Versuche auszuführen:

1. Zugversuch ohne Messung der Dehnung. Zwei 15 mm starke Bleche, deren aneinanderstoßende Kanten unter 45° abgeschrägt sind, werden stumpf zusammengeschweißt (Abb. 2). Durch Bearbeitung entsprechend Abb. 3 wird erreicht, daß der Bruch unbedingt in der Schweißfuge erfolgt. Die Zugfestigkeit muß mindestens 80 % der Festigkeit des Konstruktionsmaterials betragen, also

$$\min \sigma_B = 0{,}8 \cdot 37 = 29{,}6 \text{ kg/mm}^2.$$

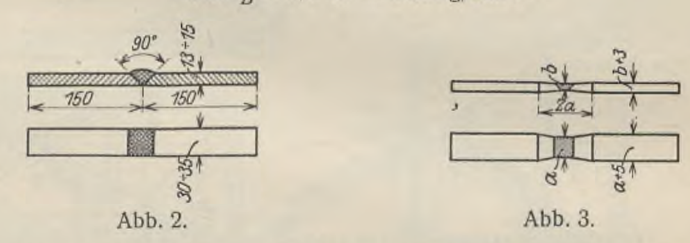


Abb. 2. Abb. 3.

2. Zugversuch mit Dehnungsmessung. Für Dehnungsmessungen werden Rundstäbe nach Abb. 4 hergestellt. Ein Blech mit den Abmessungen $300 \times 60 \times 15$ mm wird auf einer Seite 9 mm tief ausgefräst und die Vertiefung mit Schweißmetall ausgefüllt. Hierauf wird die andere Seite ebenso behandelt. Schließlich wird das Stück der Länge nach in drei Teile zerschnitten und entsprechend Abb. 4c abgedreht. Die Meßlänge beträgt 50 mm ($l = 5\,d$, daher große Dehnungszahl!). Es wird eine Dehnung von 15 % verlangt.

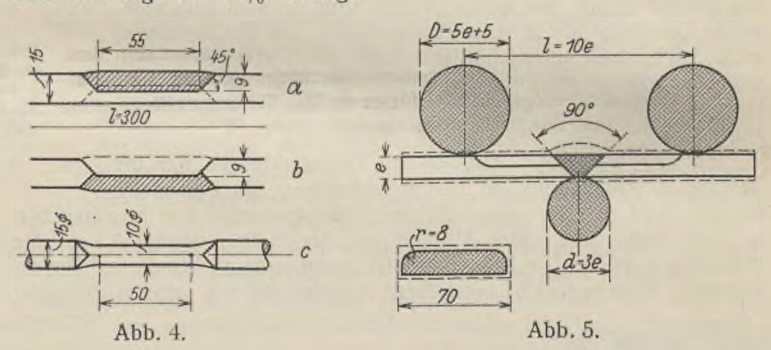


Abb. 4. Abb. 5.

3. Biegeversuch. Zwei Flachstäbe von $170 \times 70 \times 15$ mm werden mit einer V-Naht stumpf zusammengeschweißt. Die vier Flächen werden abgehobelt und die oberen, bei der Biegung gezogenen Kanten gut abgerundet, um das Auftreten von Kantenrissen zu verhindern. Bei der Bearbeitung sind Riefen sorgfältig zu vermeiden. Die Probe wird in einer Presse gebogen, wobei die Schweißstelle auf einer Rolle liegt, deren Durchmesser gleich der dreifachen Blechdicke ist. Auf der Gegenseite drücken zwei gut gefettete Rollen (Abb. 5). Die Schenkel müssen sich um 180° biegen lassen, ohne daß tiefere Risse auftreten.

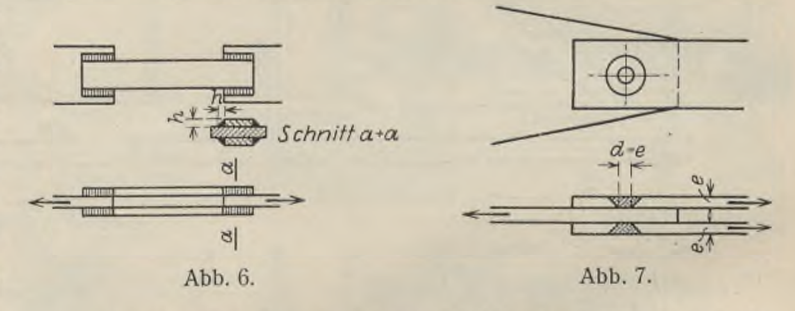


Abb. 6. Abb. 7.

4. Scherversuch mit Laschenschweißungen. Zwei Flachstäbe werden mit Hilfe von Flankennähten an zwei Bleche geschweißt (Abb. 6). Die Länge der Nähte beträgt 5 cm, die Höhe 5, 10, 15 mm. Die Flachstäbe sind so stark zu wählen, daß der Bruch unbedingt in den Nähten erfolgt. Die Zugkraft P, die auf die Platten ausgeübt wird, und die Minimalscherfestigkeit p_s, ausgedrückt in kg/cm Naht, müssen sein:

$h =$ 5 mm	$P =$ 12 000 kg	$p_s =$ 1000 kg/cm
10 „	20 000 „	1800 „
15 „	28 000 „	2400 „

Jeder Versuch ist dreimal zu wiederholen, also im ganzen neun Proben.

[1]) S. a. Bryla, Z. d. Ö. I. A. V. 1928, Nr. 29/30, S. 328 bis 333; Dustin, Revue univ. des Mines 1929, 8. Serie, Nr. 8, S. 227 bis 237.

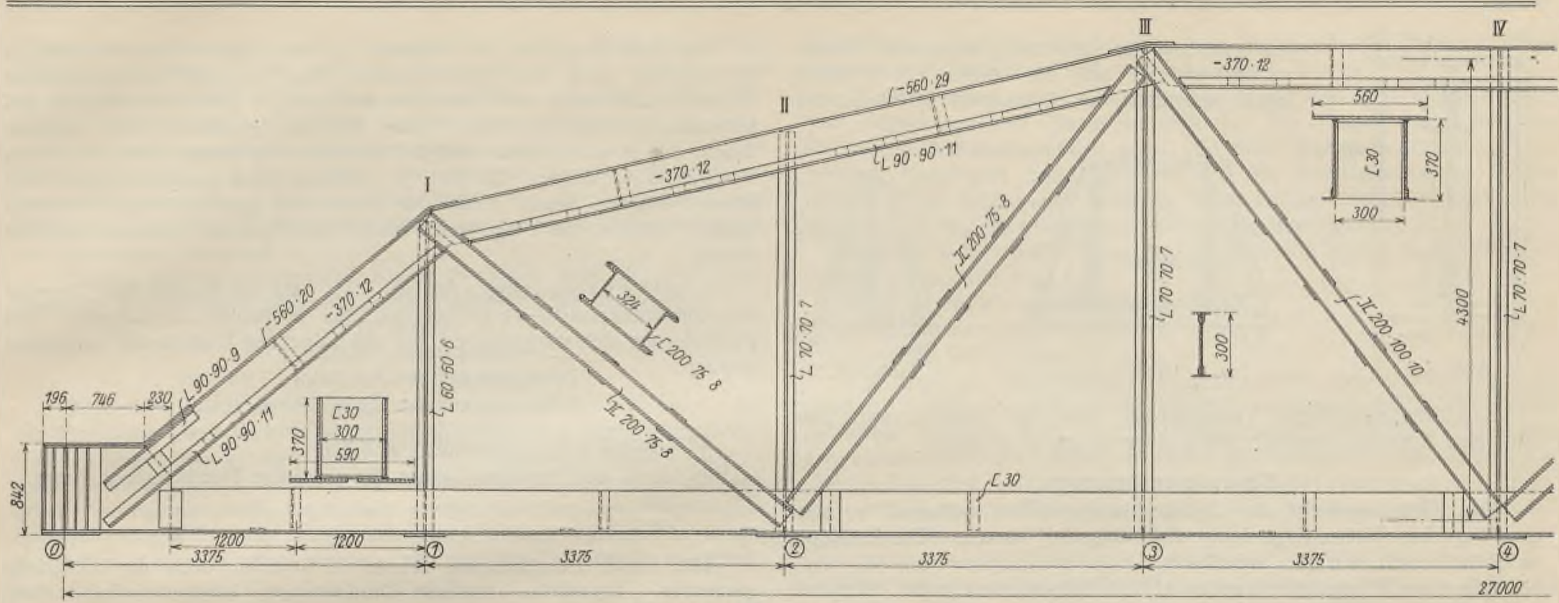


Abb. 8. Hauptträger.

5. Scherversuch mit Lochschweißungen. Zwei Flachstäbe werden mittels Lochschweißungen mit einem Blech verbunden (Abb. 7). Die Löcher sind nach oben unter 45° erweitert; der Durchmesser an der Basis ist gleich der Plattenstärke. In der folgenden Tabelle ist P die von einem Blech aufzunehmende Zugkraft und p_s die Mindestscherfestigkeit der Verbindung.

Blechstärke e = Lochdurchmesser unten	P	p_s
8 mm	1000 kg	750 kg
10 „	1400 „	1100 „
12 „	2000 „	1600 „
15 „	3000 „	2500 „

Prüfung der Schweißer. Jeder Schweißer muß mit vorher geprüften Elektroden drei der beschriebenen Biege- und Scherproben ausführen, deren Eigenschaften den angegebenen Bedingungen genügen.

Alle Schweißungen der Proben wurden im vorliegenden Falle mit umhüllten Elektroden, Typ Arcos-Tensilend, der „Soudure El. Autog." ausgeführt. Die Versuche lieferten so befriedigende Resultate, daß die ausschließliche Verwendung dieser Elektroden beschlossen wurde.

Ausführung der Träger und Verbindungen. Die Ausbildung der Hauptträger und die Querschnitte der einzelnen Stäbe geht aus Abb. 8 u. 9 hervor. Bei den zweiwandigen Gurtprofilen beträgt der lichte Stegabstand 300 mm, die Höhe 370 mm und die Stegblechstärke 12 mm. Die Kopfplatten des Obergurtes sind 560 mm breit und 20 bzw. 29 mm dick. Der Untergurt ist, um Wasseransammlung zu vermeiden, in zwei Teilen hergestellt, die durch Querschotten aus ⊏ 30 miteinander verbunden sind.

Anfangs war vorgesehen, die Kopfplatten aus zwei oder drei Blechen von 10 mm Stärke zusammenzusetzen; man zog es dann aber doch vor, einfachheitshalber ein einziges Blech (bis zu 29 mm) zu verwenden.

Die Vertikalen haben ein Stegblech von 280 · 12 mm, das durch vier Winkel ∟ 70 · 70 · 7 verstärkt ist. Die Winkel sind auf beiden Seiten 10 mm über das Stegblech hinausgerückt. Die dadurch entstehenden Nuten von 10 × 12 mm sind mit Schweißmetall ausgefüllt, so daß die Winkel untereinander und mit dem Steg verbunden sind. Die Anordnung mit Winkeln ist zwar bei Schweißkonstruktionen wenig rationell, sie wurde hier aber doch gewählt, um die Verbindung mit den großen Eckblechen der Querträger zu erleichtern. Die Diagonalen sind aus ⊐⊏-Profilen mit einer Spreizung von 324 mm zusammengesetzt.

Besonders auffällig ist das Fehlen von Knotenblechen an den Hauptträgern. Tatsächlich ist die erforderliche Überlappung bei Schweißnähten bedeutend geringer als bei Nietverbindungen, und die Stege der Gurtungen bieten genug Raum zur Befestigung der Diagonalen und Vertikalen.

Die Querträger haben I-Querschnitt. Das Stegblech ist mit den Kopfplatten direkt, ohne Winkel, verschweißt. Mit Hilfe großer Eckbleche, die noch durch 12 mm dicke Flansche verstärkt sind, wurden die Querträger biegungssteif mit den Hauptträgern verbunden, so daß kein oberer Windverband nötig war. Die Fahrbahnlängsträger, gewöhnliche I-Träger von 300 mm Höhe, sind stumpf an die Querträger angeschweißt. Zwei trapezförmige Bleche verstärken diese Verbindung. Sie dienen in erster Linie zur Aussteifung der Querträger. Die den Hauptgurten zunächst befindlichen Längsträger liegen etwas höher als die anderen. Die senkrechten Steifen der Querträger sind hier im unteren Teil wiederum selbst waagerecht versteift (Abb. 9, Schnitt a—a, b—b, c—c).

Durch diese Verbindung der Quer- und Längsträger wird eine vollkommene Einspannung, d. h. die Kontinuität des Trägers erzielt, der durch die aneinandergesetzten Längsträger entsteht. Man kann ihn wie einen durchlaufenden Balken auf elastischen Stützen rechnen. Im vorliegenden Falle erreichte man dadurch eine Gewichtsersparnis von 12 % gegenüber einer genieteten Konstruktion, wo die Verbindungswinkel weder Zugkräfte noch Biegungsmomente aufnehmen können.

Der Windverband der Fahrbahn besteht aus Winkeln ∟ 70 · 70 · 7.

Montage in der Werkstatt und auf dem Bau. Die Schweißung der Träger wurde in der Werkstatt der Firma Rudzki ausgeführt. Da die Firma noch keine Erfahrungen mit Schweißkonstruktionen hatte, schickte die „Soudure El. Autog." ihre eigenen ausgebildeten Schweißer und organisierte die Arbeit.

Bei dem Zusammenbau der einzelnen Querschnitte wurden besondere Spannvorrichtungen (Abb. 10 bis 12) benutzt, die eigens für diesen Zweck hergestellt waren und erlaubten, die Bleche einzuspannen, ohne ein Loch zu bohren. Für 7 m lange Träger genügten sechs derartige Vorrichtungen. Sie behinderten den Schweißer bei seiner Arbeit in keiner Weise. Die Vertikalen und Diagonalen wurden an den Enden durch Bolzen zusammengehalten und vor der endgültigen Schweißung mit einigen provisorischen Schweißpunkten versehen.

Die Montage auf dem Bau erfolgte an der endgültigen Stelle auf einem hölzernen Lehrgerüst. Zuerst wurde die Fahrbahn hergestellt Dann wurden die Hauptträger aufgerichtet und vollständig verbolzt, ehe die Schweißung begann. Die Anordnung der Knoten erlaubte, die Montagebolzen ohne besondere Verbindungsstücke anzubringen. Nach

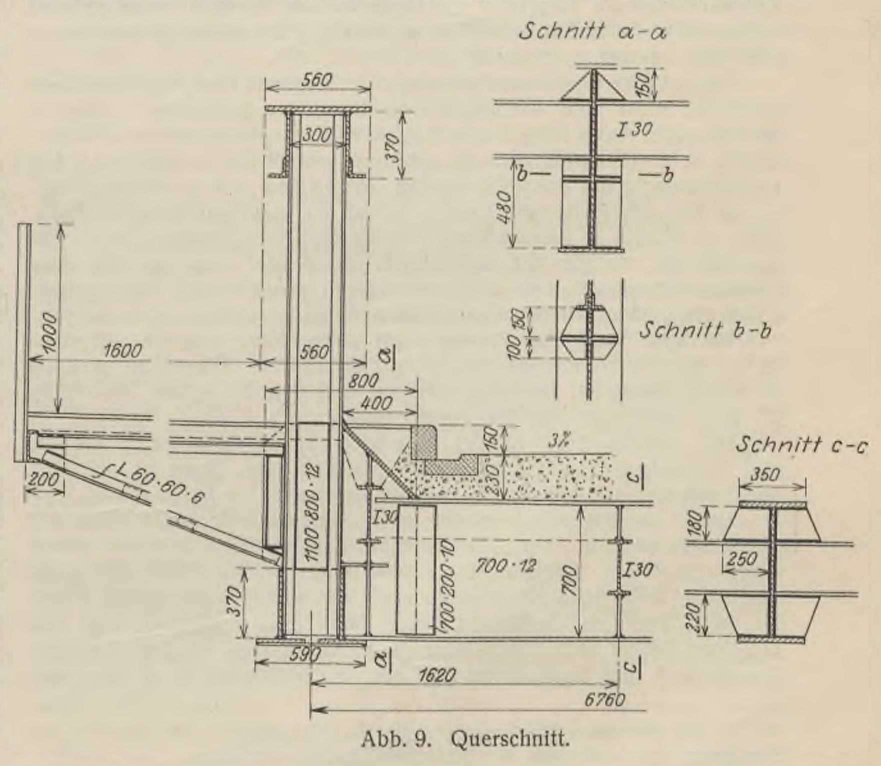


Abb. 9. Querschnitt.

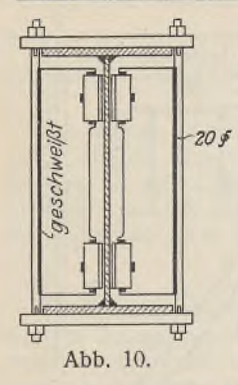


Abb. 10.

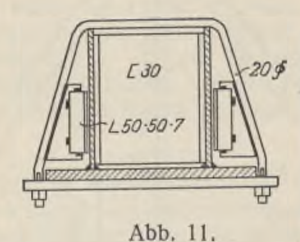


Abb. 11.

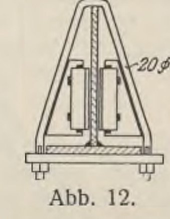


Abb. 12.

Fertigstellung der Schweißung wurden alle Bolzen wieder entfernt und die Löcher mit Schweißmetall ausgefüllt, um Rostangriff zu vermeiden.

Sämtliche endgültigen Verbindungen sind ohne einen einzigen Niet oder eine Schraube lediglich durch Schweißung hergestellt.

Zusammenfassung.

Das Gesamtgewicht der Brücke beträgt 55 t, während in dem ursprünglichen Entwurf (genietet) 70 t angesetzt waren. Die Ersparnis an Stahl beläuft sich also auf 21,4 %.

Die reine Schweißarbeit nahm 1100 Arbeitsstunden in der Werkstatt und 900 Stunden auf dem Bau in Anspruch. Diese Zahlen sind sehr hoch; es ist jedoch dabei zu berücksichtigen, daß bei der Montage große Kälte herrschte und daß es sich um eine neuartige Arbeit handelt.

Die Kostenersparnis im Vergleich zu einer genieteten Konstruktion ist nicht so groß, wie man erwartet hatte, trotz der offensichtlichen Arbeitsvereinfachung und Materialverminderung. Tatsächlich war die geschweißte Brücke fast ebenso teuer wie eine genietete; aber es wäre falsch, daraus einen Schluß auf die schlechte Wirtschaftlichkeit des neuen Verfahrens zu ziehen. Es fehlt ja vorläufig noch an Erfahrungen. Bei etwas längerer Praxis wird der Preis von geschweißten Konstruktionen, bezogen auf 1 kg, sicher unter den Preis für Nietkonstruktionen sinken.

Abnahmeversuche. Am 10., 11. und 12. August 1929 wurden die Abnahmeversuche vorgenommen. Sie bestanden in statischen und dynamischen Belastungsproben, die mit folgenden Ersatzlasten ausgeführt wurden:

Belastung auf der Fahrbahn . 1,33 t/m²
Belastung auf den Fußwegen 0,50 t/m².

Die Messung der Durchbiegung ergab:

Für 50 % der Probelast betrug die elastische Durchbiegung 2 mm,
„ 80 % „ „ „ „ „ „ 4 „
„ 100 % „ „ „ „ „ „ 6 „

Die letzte Durchbiegung wurde 12 Stunden nach der Belastung gemessen. Irgendeine dauernde Durchbiegung infolge statischer Last wurde nicht festgestellt. — Die dynamischen Versuche, die mit Hilfe einer fahrenden Dampfwalze ausgeführt wurden, ergaben ebenfalls befriedigende Resultate.

Anforderungen des Stahlskelettbaues an die Füllbaustoffe und deren zukünftige Entwicklung.[1]

Alle Rechte vorbehalten.

Von Architekt **R. O. Koppe**, Leipzig.

(Vortrag, gehalten im „Studienausschuß für den Stahlskelettbau", Düsseldorf.)

Das Stahlskelett fordert, daß jeder einzelne Bauteil vom Fundament bis zum Dach im Aufbau und Ausbau genau so technisch rein, konstruktiv richtig, statisch und wirtschaftlich durchgeführt wird wie das Stahlgerüst selbst. Das Stahlskelett soll tunlichst das gesamte Bauwerk ab Fundament restlos erfassen. Es muß deshalb, wo angängig, in das Fundament hineingreifen, dort seine wirksame, durchlaufende Grundverankerung finden oder durch wesensverwandte Bauausführung organisch mit dem Bauwerkaufbau verbunden sein.

Das Stahlskelett lehnt die bisher unzweckmäßige und unwirtschaftliche Form, Art und Ausführung des Kellergeschosses ab! Das Kellergeschoß soll kein Fundamentgeschoß, sondern das unterste praktisch nutzbare Geschoß sein. Es ist grundlegend umzugestalten, dabei können ganz bedeutende Ersparnisse erzielt werden.

Das Stahlskelett gestattet, die sich aus Konstruktion und Baustoff heraus ergebenden Bauwerke gut zu gestalten und neue, schöne Bauformen zu schaffen. Die Sachlichkeit im äußeren Kleide möge aber nicht zur Einförmigkeit und Nacktheit werden. Deshalb muß die Wandkonstruktion dem Architekten freies Gestalten gewährleisten.

Das Stahlskelett, gleich dem konstruktiv und technisch richtigen Knochenskelett als Traggerüst des Menschen, im Bauwerke wohl geformt und gestaltet im einfachen, sachlichen Kleide, lehnt unbedingt zusammengeflicktes, unsauberes Teilwerk ab.

Die lediglich raumabschließende, nicht tragende Funktion der Wände berechtigt nicht zum unkonstruktiven Bauen im Stahlskelett. Manche der bisherigen Ausfachungen des Stahlskeletts entsprechen diesen Anforderungen nicht. Was wird hier nicht gespannt, geklebt und ausgegossen! Die verschiedenartigsten Baustoffe werden trocken und naß zusammengefügt.

In der „Bauküche" ein Chaos! Selbst der beste und erfahrene Fachmann kennt sich in diesem Durcheinander und Nebeneinander nicht mehr aus, wieviel weniger der ausführende Baumeister oder der die Ausführungszeichnungen und Kostenanschläge bearbeitende Bautechniker; selbst ein großer Teil der entwerfenden Architekten steht ratlos da.

Die bestehende Baunormung bringt keine Hilfe, weil sie aufgebaut ist auf dem veralteten, handwerklichen Bauen ohne Traggerüst, weil sie nicht alle Baustoffe, Baukonstruktionen und Bauteile erfaßt, weil jeder für sich normt, und weil die Einheit fehlte.

Die Lösung liegt in der Schaffung einer Baueinheit, auf der eine Normung für alle Bauelemente als Baustoffe, Bauteile und Baukonstruktionen für Aufbau und Ausbau durchzuführen ist.

Durch die Baueinheit müssen alle geeigneten Baustoffe erfaßt und planvoll geordnet werden. Nur auf diese Weise können dieselben zweckentsprechend am richtigen Platze zum konstruktiven Bauen bei größtmöglicher Einheitlichkeit innerhalb eines Bauwerkes Verwendung finden. Der Weg zum wirtschaftlichen Bauen führt über Traggerüst und konstruktives Bauen nach einer Baueinheit. Diese kann für den jeweiligen Zweck auch ein brauchbarer Teil oder ein Vielfaches der Einheit sein.

Die Mehrzahl der bisher angewendeten Ausfachungen des Stahlskeletts stellt nicht den konstruktiven und technisch richtigen Weiterbau dar. Wohl ist die Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit des Stahlskeletts erwiesen, nicht allenthalben aber die der Füllbaustoffe.

Die Wandkonstruktion der Umfassungen muß die Tragkonstruktion umfassen und nach einer Baueinheit technisch rein hergestellt werden. Die Tragkonstruktion und Windversteifungen sollen sich tunlichst in einem isolierenden, trockenen Hohlraum befinden, wo sie den Mauerverband nicht stören und Gelegenheit haben, ohne Schaden für den Baukörper sich zu strecken oder zusammenzuziehen, sofern nicht unbedingt Rost- oder Feuerschutz eine Ummantelung z. B. mit Kiesbeton fordern. Das ändert aber am Prinzip nichts und ist ohne weiteres gegeben. Die Wandkonstruktion aus einer Einheitsplatte kann trotzdem aus den verschiedensten Baustoffen, wie Bimsbeton, Schlackenbeton, Zellbeton, Gasbeton, Schimabeton, Aerokret-Torkret, poröse Ziegel-Hohlplatten usw., erstellt werden. Da die Wandkonstruktion nicht mehr Tragkonstruktion ist, sondern nur raumabschließende, isolierende Funktion hat, bietet sich nunmehr Gelegenheit, deren Ausführung aus den Baustoffen zu wählen, die nicht nur ein wirtschaftliches, sondern auch ein hygienisches Bauen gestatten. Trotz einer Baueinheit gliedert sich die Konstruktion der Umfassungswand in drei Teile, und zwar: die wetterschützende Außenplatte, die kälteisolierende Zwischenschicht und die wärmespeichernde Innenplatte. Diese Dreiteilung in verschiedene Baustoffe ist nur dann erforderlich, sofern nicht ein Baustoff alle drei Bedingungen gleichzeitig erfüllt. Dabei ist der „billigste Baustoff" die „Luft", zur Materialersparnis zu Isolierungszwecken mit zu verwenden. Durch Anordnung von horizontalen Binderplatten derselben Baueinheit in möglichst gleichmäßigen Abständen sind die Luftschichten abzuriegeln.

Die schalldichte Innenwand wird nach der gleichen Baueinheit wie die Umfassungswand erstellt, und zwar bei geeignetem Baustoff aus nur einer Einheitsplatte oder wiederum im Verband aus zwei Platten mit angeschlossenem Luftraum. — Die Leichttrennwand wird ebenfalls aus der gleichen Einheitsplatte wie alle übrigen Wandkonstruktionen erstellt unter Verwendung des hierfür geeigneten Baustoffes, der in erster Linie leicht wärmehaltend und schalldicht sein soll. — Die vorbeschriebenen Wandkonstruktionen bringen nicht nur einen wirksamen Kälteschutz für den Raum, sondern auch gleichzeitig für die Tragkonstruktion selbst. Die wetterschützende Außenplatte und die wärmehaltende Innenplatte sind nicht direkt mit der Tragkonstruktion verbunden, vielmehr befindet sich die Tragkonstruktion in einem Luftraum, welcher zufolge seiner Isolierfähigkeit nur geringen Temperaturschwankungen unterworfen ist.

Die Schalldämpfung der Wände wird wirksam nur dann erreicht, wenn die Tragkonstruktion mit dem Anfall der Schallwellen überhaupt nicht in Berührung kommt, also durch die Innen- und Außenplatte hiergegen zufolge fehlender Verbindung wirksam geschützt ist. Dies gilt auch für die vertikale Uebertragung des Schalles.

Der bisher übliche Feuerschutz durch Ummantelung mit Draht- oder Ziegelgewebe und Mörtel wird zweckentsprechender und wirksamer dadurch erzielt, daß die Innen- und Außenwandplatten feuerschützend vor der Tragkonstruktion stehen und sich mit dieser nicht in Verbindung befinden.

[1]) Wir bringen diese anregenden Ausführungen, ohne jedoch die Ansichten des Verfassers in sämtlichen Punkten zu teilen.
Die Schriftleitung.

Die Rissebildung muß unbedingt verhütet werden, da diese ja einen Mangel der bisherigen Bauausführung von Stein und Holz darstellt. Dies ist ebenfalls dadurch zu erreichen, daß die Tragkonstruktion sich unabhängig von der Wandkonstruktion strecken oder zusammenziehen kann.

Die Herstellung der Wandkonstruktionen, gleichviel welcher Art, hat ohne oder nur unter Verwendung der geringstmöglichen Mengen von Wasser als dem Feind des gesamten Bauwerkes, seiner Nutzung und Bewohner zu erfolgen, wobei vor allem die Bauplatte selbst möglichst frei von Wasser sein soll.

Ein Vierfamilienwohnhaus mit Kleinwohnungen, je 60 bis 70 m^2 groß, erfordert bei der bisher gebräuchlichen Ausführung im Durchschnitt:

35 m^3 Beton,
255 m^3 Mauerwerk,
40 m^3 Putzmörtel.

Diese drei Posten enthalten zusammen rund: 80 000 l Wasser. Auf die Erstellung einer Kleinwohnung einschließlich des dazugehörigen Anteils Kellergeschoß kommen demzufolge je Wohnung 20 000 l Wasser. Diese Unmenge Wasser muß erst in das Bauwerk hineingetragen und verarbeitet werden, um später bis zu einer erträglichen Menge durch natürliches oder künstliches Trocknen wieder herausgeschafft zu werden. An diesen Zahlen erkennt man ohne weiteres, wie sehr das Wasser die wirtschaftliche Erstellung eines Bauwerkes behindert.

Es gilt also zu schaffen: „Mauerwerk jeder Art und Bauweise ohne Mörtel, ohne Wasser!"

Von dem Stahlskelett wird gefordert, daß es gegen Rost geschützt ist. Richtiger ist wohl die Forderung: Die Schädlinge müssen dem Bauwerk ferngehalten werden, wie z. B. das Wasser, ferner das Holz und mit ihm Schwamm-, Fäulnis- und Rissebildung usw. Wasser ist kein Baustoff, da es ja mit hohen Kosten wieder aus dem Bauwerk entfernt werden muß!

Der Stahlskelettbau sollte deshalb in Zukunft auch den Wandputz in seiner bisherigen Form und Herstellung nicht mehr kennen.

Ein Bauwerk, im Rohbau erstellt, wird erst tunlichst getrocknet, um dann wieder angefeuchtet zu werden, damit der wasserhaltige Putzmörtel sich mit dem Mauerwerk verbindet. Durch den Innen- und Außenputz werden allein wieder über 2000 l Wasser in jede Kleinwohnung getragen.

An Stelle des Putzes hat zukünftig die Trockenwandhaut (Putzplatte) als Bekleidung oder Schutz zu treten, tunlichst mit wasserfreiem Bindemittel befestigt. Höchstes Ziel muß bleiben, daß selbst die Putzplatte bei dem technisch reinen und konstruktiven Bauen überhaupt hinfällig wird. — Auch die Massivdecke des Stahlskelettbaues gehört zu den Füllbaustoffen.

Die Decke ist einfach und klar aus einer Baueinheit zu gestalten, damit sie genau so Allgemeingut im Bauen wird, wie die bisher gebräuchliche Holzbalkendecke mit Fehlboden und Fehlbodenausfülle. Das Holz ist als Baustoff für Decken- und Dachkonstruktionen, Fußböden usw. vollständig auszuschalten. Es gilt, nicht nur einen Fremdkörper zufolge fehlender organischer und konstruktiver Verbindung mit den anderen Baustoffen, sondern auch einen Gefahrenkörper zufolge Schwamm-, Fäulnis- und Rissebildung aus dem Bauwerk zu entfernen. Gleichzeitig wird damit eine wirtschaftliche Frage für Deutschland von allergrößter Bedeutung gelöst: „Holzeinfuhr mehrere hundert Mill. R.-M. höher als Ausfuhr; beim Bauholz keine Veredlung oder Weiterverarbeitung erforderlich".

Nach meiner Überzeugung sind einfache, konstruktiv klare Massivdecken für das technische Bauen mit Stahlskelett Bedingung. In der Massivdecke liegt der Wegbereiter und die Quelle zur Erkenntnis des bisher unwirtschaftlichen und unzweckmäßigen Bauens.

Die Massivdecke muß sich organisch richtig aus der Tragkonstruktion und Umfassungswand heraus entwickeln. Die Decke muß ein Stück horizontale Wandkonstruktion sein. Sie muß deshalb tunlichst aus der gleichen Baueinheit und Blauplatte wie die Wandkonstruktion erstellt werden. Nur durch eine einfache, klare Deckenkonstruktion wird der Wunsch und die Erkenntnis zur Anwendung hervorgerufen.

Für das Bauen nach einer Baueinheit sollte es nur drei Arten von Decken geben, und zwar:

a) die fußwarme, schalldichte Decke,
b) die massive, wasserdichte Decke,
c) die Leichtdecke.

Die bisherige Holzbalkendecke enthält außer dem Deckenputz kein Wasser; die neue Massivdecke darf deshalb tunlichst ebenfalls kein Wasser enthalten. Es wäre nicht zu verantworten, wollte man das Wasser aus dem Mauerwerkskörper entfernen und es dafür mit der Deckenkonstruktion wiederum in den Baukörper hineintragen. Die bei Herstellung der Decke aus trockenen, großen Baueinheitsplatten etwa erforderliche Menge Bindemittel mit Wasser ist gering und darum belanglos, sofern nicht besser auch das Bindemittel kein Wasser enthält.

Die fußwarme, schalldichte Decke wird erzielt durch die tragende Deckenplatte, weiterhin die wärmehaltende, schalldämpfende Zwischendeckenplatte und die den Fußbodenbelag aufnehmende Abschlußplatte, die gegebenenfalls in Wegfall kommen kann, sämtlich nach einer Baueinheit, nur aus verschiedenen zweckentsprechenden Baustoffen erstellt.

Die massive, wasserdichte Decke wird gebildet aus der tragenden Deckenplatte und der den wasserdichten Fußbodenbelag aufnehmenden oberen Abschlußplatte, sofern auch hier nicht wiederum die letztere in Wegfall kommen kann.

Die Leichtdecke wird erstellt aus der hierfür geeigneten einfachen Deckenplatte nach gleicher Baueinheit.

Die Deckenhaut muß ebenfalls in Zukunft gleich der Wandhaut konstruiert werden. — Das Dach ist die oberste Decke jedes Bauwerkes.

Die Architektenschaft hat der Entwicklung eines technischen und konstruktiven Bauens keine guten Dienste geleistet, als sie das Flachdach zu einer Streitfrage der Architektur und nicht der Konstruktion und Zweckmäßigkeit machte.

Ganz gleich, ob Flach- oder Schrägdach, beide sollen die das Bauwerk organisch nach oben abschließende Wand- bzw. Deckenkonstruktion sein, wobei die Tragkonstruktion des Daches die konstruktive Fortsetzung der Traggerüstkonstruktion des Bauwerk-Aufbaues ist. Der Kampf gilt also nicht dem Schrägdach, sondern dem Holzdach auf dem Massivbau, genau wie der Holzbalkendecke im Massiv- oder Stahlskelettbau.

Kein noch so wirtschaftlich und konstruktiv durchgearbeitetes Stahlgerüst kann allein die Unwirtschaftlichkeit, Unzweckmäßigkeit und technische Unreinheit der bisherigen Bauausführung ausgleichen. In die Planlosigkeit und Vielgestaltigkeit der Baustoffe, Bauteile, Baukonstruktionen und auch der Normung muß Führung kommen durch das Stahlskelett als Tragkonstruktion jedes Bauwerkes, ob klein oder groß, flach oder hoch unter Zugrundelegung einer Baueinheit.

Die Hauptsorge und Arbeit ist nicht allein der Großbaustelle, sondern vor allem der Klein- oder Normal-Baustelle zuzuwenden, da diese etwa 75 bis 80 % der gesamten deutschen Bauwirtschaft darstellt.

Verschiedenes.

Ein neuzeitlicher Stahlskelett-Geschäftswohnhausbau in Kaufbeuren. Während überall in Deutschland der Stahlskelettbau in raschem Aufschwung begriffen ist und schon zahlreiche bedeutende Bauten der letzten Jahre den im Bauwesen eingetretenen Umschwung kennzeichnen, ist man in Bayern bisher der neuen Entwicklung nur zögernd und vereinzelt gefolgt. Versucht man sich eine Erklärung dafür zu geben, so wird man u. a. auch finden, daß im allgemeinen in Bayern Neuerungen wohl mit demselben fortschrittlichen Geist aufgenommen werden als anderswo, daß man aber ihrer mehr oder weniger umfangreichen Anwendung nicht in demselben Maße bereitwillig gegenübersteht, als dies z. B. in Norddeutschland der Fall ist. Der tiefere Grund für diese etwas skeptische und abwartende Haltung ist vielleicht nicht so sehr in der Liebe und Anhänglichkeit an das Überkommene und Bodenständige zu suchen, sondern hängt wohl eng mit einer offenbaren Neigung zu besonders eingehender, gründlicher und kritischer Prüfung zusammen. Bei solcher Veranlagung bleiben wohl Rückschläge und Enttäuschungen leichter erspart als bei forschem Draufgängertum, das entschlossen auch neue Wege einschlägt in dem Bewußtsein, daß endgültige Beurteilungen immer nur auf Grund ausreichender Erfahrungen möglich sind. Diese letztere Art der Einstellung kommt zweifellos dem Fortschritt, ohne den ein Kulturvolk sich nicht höher entwickeln kann, mehr entgegen; sie verbürgt geradezu den Fortschritt. Allerdings ist zu beachten, daß die fortschrittliche Entwicklung jeweils auch stark beeinflußt wird von der wirtschaftlichen Lage und im weiteren Sinne von der wirtschaftlichen Kraft eines Landes überhaupt. In dieser Hinsicht liegen die Verhältnisse in Bayern im Vergleich zu anderen Bundesstaaten mit mehr industrieller Entwicklung wesentlich ungünstiger. Nicht zuletzt aber spielt, wenn wir unsere Überlegung auf die Entwicklungsgrundlagen des Stahlskelettbaues in Bayern beschränken, auch der Einfluß und die wirtschaftliche Macht des interessierten Industriezweiges — der Eisen- bzw. Stahlindustrie — eine nicht unbedeutende Rolle. Es ist bekannt, daß Bayern in bezug auf die stahlschaffende und auch stahlverarbeitende Industrie ungünstig orientiert ist und einen Vergleich mit ausgesprochenen Industriebezirken nicht aushalten kann. Auf der anderen Seite liegen die Verhältnisse für die im Wettbewerb stehenden Bauweisen — Holz, Ziegel, Eisenbeton — besonders günstig. Schon diese wenigen Hinweise lassen das langsamere Vorankommen des Stahlskelettbaues in Bayern einigermaßen erklärlich erscheinen. Immerhin sind in den letzten Jahren einige recht ansehnliche Stahlskelettbauten in Bayern zur Ausführung gekommen: In München der Neubau des Konfektionshauses Singer in der Sonnenstraße und der Neubau des Verlages Knorr & Hirth in der Sendlingerstraße, die beide im „Stahlbau" eingehend beschrieben wurden (s. Jahrgang 1928, Heft 20, und 1929, Heft 18). Ferner die Kinopaläste „Phöbus" in München und Nürnberg. Über den Grand-Hotel-Umbau in Nürnberg und das im Bau befindliche Bibliotheksgebäude des Deutschen Museums werden besondere Veröffentlichungen folgen.

Im folgenden soll von einem bemerkenswerten Stahlskelettbau berichtet werden, bei welchem sich die Wahl der Stahlskelettbauweise zwangsläufig ganz von selbst ergab, da nur mit dieser die Grundbedingungen erfüllt werden konnten.

Es handelt sich um den Neubau eines Pelzwarenhauses der Firma Johann Erdt in Kaufbeuren (Abb. 1). Der alte Bau war aus verschiedenen Gründen reif für den Abbruch geworden und sollte einem



Abb. 1. Ansicht des fertigen Gebäudes.

Abb. 5. Montagezustand.

neuzeitlichen und geräumigen Geschäftshaus-Neubau Platz machen, der in zwei Stockwerken auch Wohnungen erhalten sollte. Bis zur Fertigstellung des Neubaues mußte die Firma Erdt mietweise anderweitig Unterkunft finden, was naturgemäß mit allerhand Unbequemlichkeiten, Nachteilen und auch Kosten verbunden war. Für den Neubau ergaben sich also ohne weiteres folgende Grundbedingungen: Der Bau mußte in kürzester Frist erstellt werden, mußte ferner bei einer sehr beschränkten Grundfläche ein Maximum an verfügbarem Raum schaffen. Schon ein flüchtiger Vergleich mit den Entwürfen in anderer Bauart zeigte überzeugend, daß diese beiden Grundbedingungen nur in Stahlskelett-

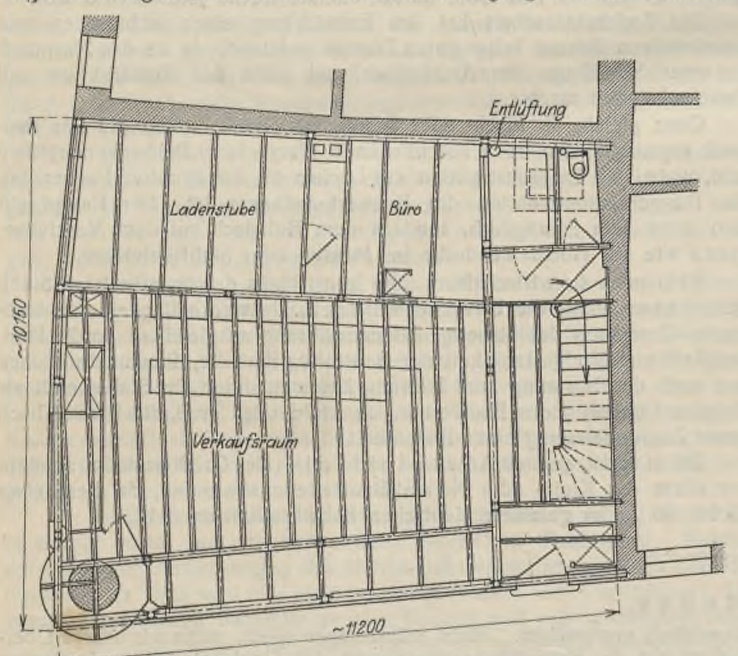


Abb. 3. Erdgeschoßgrundriß mit Trägerlage des I. Stockwerks.

bauweise zu erfüllen waren. Da man sich bei den Außenmauern auf eine Gesamtstärke von 20,5 cm beschränken konnte, so konnten gegenüber einer Ausführung in Vollziegelmauerwerk an den Frontwänden entlang im lichten Raum rd. 20 cm gewonnen werden. Da die Zwischenwände in Leichtsteinen ausgeführt und der ganze Bau in vier Monaten erstellt werden konnte, so war den Bedingungen in vollem Umfang genügt worden.

Das Erdgeschoß sollte dem Verkaufs-Geschäftsbetrieb dienen, 1. und 2. Stock waren für Wohnungen vorgesehen, während der 3. Stock Werkstätten aufnehmen sollte. Die Ausfachung der Außenwände zwischen den Stahlstützen erfolgte mit Aristos-Läufern für eine Stein-Wandstärke von 14 cm. Wie aus Abb. 2 ersichtlich, bestehen die Stahlstützen aus ⊐⊏ NP 12, so daß die bis zur Stein-Wandstärke verbleibende Differenz von 3 cm mit Korkplatten ausgefüllt werden konnte. Diese Möglichkeit war im Hinblick auf die größere Wärmeleitfähigkeit der Stahlstützen durchaus erwünscht und wertvoll. Zur Erzielung höchstmöglichen Wärme- und Schallschutzes wurden die Außenwände innen mit 3 cm starken Korkplatten belegt, während die Außenflächen der Wände einen 2,5 cm starken Zementputz erhielten. Mit dieser Ausbildung der Hohlsteinwände ist den Grundsätzen für besten Wärme- und Schallschutz weitgehend Rechnung getragen. Die gleichen Grundsätze wurden auch bei der Ausbildung der Zwischendecken befolgt. Da als Deckenträger die Normalprofile I 12 u. 14 ausreichten, so waren nur geringe Konstruktionshöhen erforderlich. Als Hohlsteinplatte wurde die bewährte Hourdis-Bauweise gewählt, womit sich eine Stärke der Hohlsteinplatte von nur 6 cm ergab. Auf diese wurde bis zur Höhe der oberen Trägerflansche eine Magerbetonschicht von 6 bis 8 cm und darüber eine Estrichschicht von 1,5 cm aufgebracht. Zur Verbesserung des Schallschutzes, aber auch gleichzeitig zur Erhöhung der Wärmeisolation, wurde ferner eine Isolierschicht mit Contrasonitplatten von 2,5 cm Stärke, die in zwei Schichten im Verband übereinander in Zementmörtel verlegt wurden, vorgesehen. Über dieser Isolierschicht wurde dann der Fußboden in fugenloser Bauart mit Steinholz ausgeführt. In dieser Bauart, die den neuesten Erfahrungen und Forschungsergebnissen auf dem Gebiete des Wärme- und Schallschutzes entspricht, wurden die Decken über dem Erdgeschoß und über dem 1. und 2. Obergeschoß hergestellt. Die Decke über dem 3. Obergeschoß zeigt die bewährte Bimsbetonausführung in 12 cm Stärke mit 3 cm Estrich. Die Unterseite der Decke erhielt zur Verbesserung der

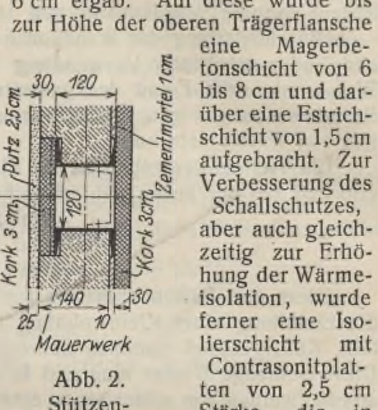


Abb. 2. Stützenquerschnitt.

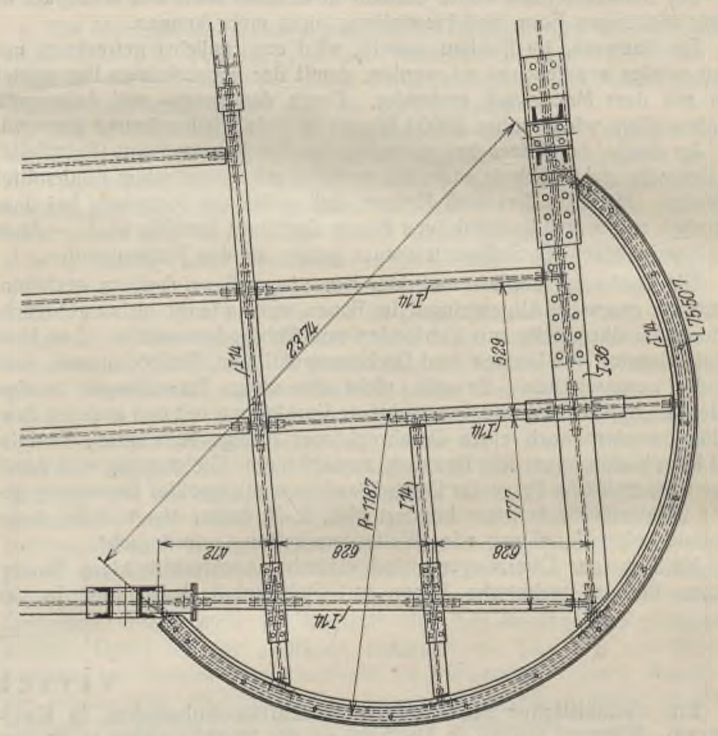


Abb. 4. Trägerlage des Balkons.

Wärmehaltung Korkplatten. Um zu verhindern, daß von der Straße her Schallwellen durch die Stützen in die Decken und Räume getragen werden, ist zwischen den Stützenfüßen und dem Fundament überall eine Antivibritplatte eingebaut.

Abb. 3 zeigt die Trägerlagen und Abb. 4 die Balkonausbildung in der Decke über dem Erdgeschoß, Abb. 5 eine Aufnahme während des Baues.

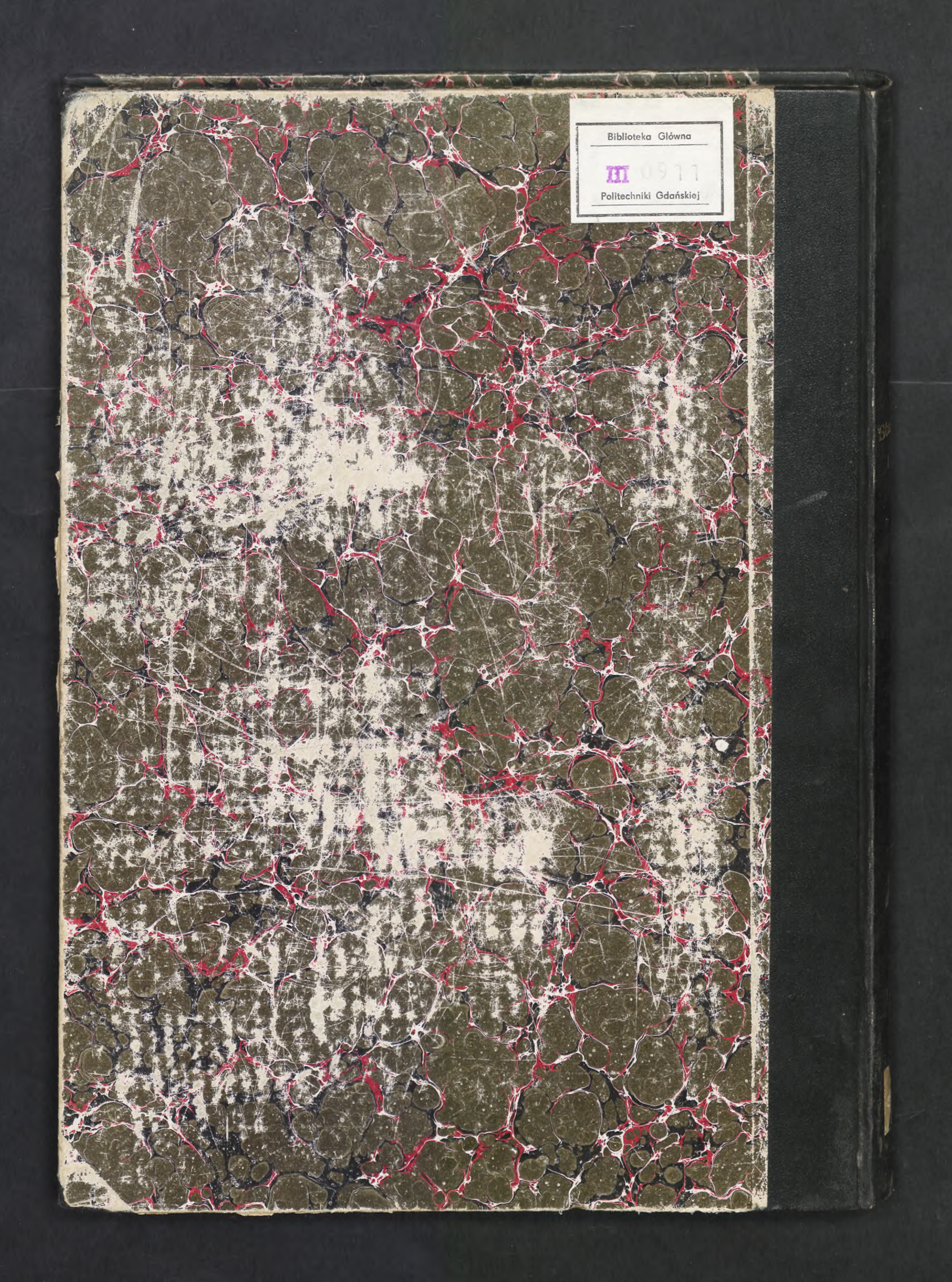
Der Neubau stellt einen typischen Stahlskelettbau dar, bei welchem die Vorteile dieser Bauweise besonders augenfällig in Erscheinung treten. Der Entwurf zu dem ansprechenden, sehr beachtlichen Bau, der sich glücklich in seine Umgebung einfügt und allgemeine Anerkennung findet, stammt von Architekt **Bichlmaier**, Lindau, in dessen Händen auch die Bauleitung lag. Die Stahlskelett-Konstruktion wurde unter Einhaltung einer kurz bemessenen Lieferfrist von der **Maschinenfabrik Eßlingen** geliefert und aufgestellt. Dr.-Ing. Weiß.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

Ende des Jahrgangs 1929.

BIBLIOTEKA KATEDRY
ŻELBETNICTWA POLITECHNIKI
GDAŃSKIEJ
Nr. inw. III/675

150,-


Biblioteka Główna
III 0911
Politechniki Gdańskiej